

République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF

FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option: Structures et Géotechniques

Par :

BENSAID Benyoucef

Ingénieur d'Etat en Génie Civil (UHB – Chlef)

Sujet du mémoire

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA RESISTANCE ET
LA DUCTILITE DES FUTS DE PONTS DE
L'AUTOROUTE - TRONÇON CHLEF**

Soutenu le dimanche 24 juin 2012 devant le jury composé de :

M ^r BRANCI Taieb	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Président
M ^r KASSOUL Amar	Professeur (UHB Chlef)	Rapporteur
M ^r KADRI Taher	Maître de Conférences "A" (UAB Mostaganem)	Examineur
M ^r ITIM Ahmed	Maître assistant "A" (UHB Chlef)	Examineur
M ^r BOUHALOUFA Ahmed	Maître assistant "A" (UAB Mostaganem)	Examineur
M ^r TERFI Mahmoud	Directeur lot centre (DPN ANAutoroute)	Invité

Remerciements

*Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu **ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux** qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.*

*Je remercie **mes très chers parents, mes frères et sœurs** pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de mémoire **Pr A. KASSOUL** Maître de Conférences à l'Université Hassiba Ben bouali de Chlef pour son dévouement, ses conseils et son soutien tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je tiens à remercier mon enseignant Docteur **T. BRANCI**, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Ben bouali de Chlef, d'avoir accepté de présider ce jury, ainsi que Docteur **T. KADRI**, Maître de Conférences à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, et mon enseignant monsieur **A. ITIM**, Maître Assistant à l'Université Hassiba Ben bouali de Chlef, et monsieur **A. BOUHALOUFA**, Maître Assistant à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, d'avoir accepté d'examiner ce travail. Ainsi que à Monsieur **M. TARFI**, Directeur du lot centre (DPN-ANA) pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de donner de son temps pour participer à la soutenance en qualité de membre invité.*

Mes pensées vont à tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation.

Je rends hommage à tous les amis de travaille et tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide pour l'élaboration de ce travail.

Enfin, merci à ma femme, pour sa patience et son soutien constant, et à qui je dédie ce travail.

Résumé :

Le projet étudié consiste en la réalisation d'une autoroute est ouest qui s'étend sur plus de 1200Km et renferme plus de 530 ponts. Ce projet est considéré comme le plus grand du siècle il est estimé à 11.4 milliards de dollars. Vue le nombre important des ouvrages d'art que compte ce projet, leurs implantations dans des régions de forte sismicité et une topographie très accidentée, exigent une étude et une analyse approfondie du comportement non linéaire de ces derniers. Le but de ce travail est de mettre en évidence la résistance et la ductilité de quelques fûts de ponts réalisés récemment sur cette l'autoroute et que ne sont pas conçues avec le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'arts-2008 (RPOA-08) qui a paru récemment.

D'abord, on présente la méthode dynamique non linéaire pour l'analyse des ponts lorsqu'ils sont soumis aux mouvements des véhicules, l'écoulement fluvial, et des charges sismiques réelles, enregistrées durant les dernières années qui ont secouées le nord d'Algérie. Ensuite, on expose la méthode d'évaluation des efforts résistants et la ductilité des fûts de ponts en béton arme, basée sur les analyses numériques et mathématiques qui varient en fonction de la géométrie de la section rectangulaire analyse transversale. Dans le même contexte, on expose les critères de la résistance et la ductilité des fûts de ponts en béton armé selon l'Eurocode 8 et le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'arts-2008 (RPOA-08). afin de montrer la conformité de conception de ces ponts avec ces codes modernes.

Le comportement des fûts sous diverses charges sismiques enregistrées durant les derniers séismes en Algérie, en termes de forces de cisaillement, des moments fléchissant et des déformations est évalué, afin de les comparer avec les efforts et les déformations disponibles des sections transversales des fûts dans les zones critiques.

Les résultats obtenus montrent que le comportement de ces fûts est largement satisfaisant sous enregistrement sismique locale.

Mots clés : fûts, enregistrement sismique, critères, résistance, ductilité

Abstract :

These last years, Algeria has realized the greatest highway project estimated at 11.4 billion dollars. This project located in north of Algeria is characterized by high seismic regions and will extend from the east to the west over 1200 km. This highway is constituted from a huge structure that has more than 530 bridges. The large number of bridges of this highway requires a detailed study about the seismic behaviour of bridges, with nonlinear dynamic methods and real seismic records data. The purpose of this research is to analyse the seismic behaviour of some reinforced concrete bridges piles made recently along this highway, with the information that these bridges were designed before the application of the guidelines of Algerian bridges seismic codes -2008 (RPOA -08). We first present the nonlinear dynamic analysis for bridges when they are subjected to movements of vehicles and real earthquakes recorded during the last years. Then, we describe the method of assessment shear forces and moments in reinforced concrete piers based on numerical approaches, which depend on the configuration of longitudinal steel bars steel and confinement of the cross section. In the same context, we give the criteria for seismic resistance of bridge piles reinforced concrete according to Eurocode 8 and Algerian seismic codes of bridges -2008 (RPOA -08) in order to show the agreement of the design of these bridges with modern codes. The behaviour of the bridge piers under various combinations of seismic loads in terms of shear forces, bending moments and deformations, is evaluated by many real earthquakes recorded during the last years, to compare with the available stress and strains in critical areas of cross-sections of piers. The results found show that the seismic behaviour of the bridge piers studied is widely considered satisfactory in local seismic record in Algeria; although the seismic behaviour of these bridges has to be reviewed carefully for high seismic intensity.

Keywords: piles, seismic recording, criteria, resistance, ductility.

ملخص :

حاليا، تسعى الجزائر إلى انجاز الطريق السيار شرق غرب بمبلغ 11.4 مليار دولار. ويعتبر هذا المشروع اكبر مشروع منذ الاستقلال. كما له أهمية كبيرة في تنمية الاقتصاد الوطني. وهذا الطريق يمتد على مسافة 1200 كلم من الشرق إلى الغرب من الجزائر ، كما أن لديها بنية تحتية ضخمة مع أكثر من 530 جسرا. نظرا للعدد الكبير من الجسور التي تمثل هذا المشروع، و بموقعها في شمال الجزائر الذي يتميز بمناطق زلزالية قوية وتضاريس وعرة، لذلك فان دراسة وتحليل السلوك غير الخطية لهذه المنشآت الفنية هو أمر ضروري. والهدف من هذا العمل هو التركيز على ليونة وقوة بعض ركائز الجسور التي أنجزت حديثا على الطريق السيار قبل إصدار نظام رصد الزلازل الجزائري 2008 (RPOA 2008) الذي صدر سنة 2009.

أولا، نقدم الطريقة الديناميكية غير الخطية لتحليل الجسور عندما تتعرض لحركة المركبات، وجريان الوديان، والأحمال الزلزالية ، والتي سجلت في السنوات الأخيرة منها التي هزت شمال الجزائر. ثم، علينا أن نوضح طريقة تقدير جهود مقاومة وليونة ركائز الجسور من الخرسانة المسلحة، و المرتكزة على التحليلات العددية و الرياضية التي تختلف حسب هندسة المقطع. في السياق ذاته، نحدد معايير مقاومة و ليونة ركائز الجسور وفقا للكود الأوربي (EC8) والجزائري (RPOA 2008). لإظهار مطابقة تصميم الجسور لهذه الرموز الحديثة.

ويتم قياس سلوك ركائز الجسور في الأحمال الزلزالية المختلفة التي سجلت خلال الزلازل الأخيرة في الجزائر، من حيث قوى القص، عزم الانحناء وتشوهات، للمقارنة مع الجهود والتشوهات من المقاطع العرضية متوفر في المناطق الحرجة للركائز. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن سلوك هذه الركائز مرضية الى حد كبير.

كلمات المفاتيح

ركائز الجسور، تسجيل الزلازل، المعايير، مقاومة، قابلية التشكيل

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
Table des matières.....	V
Liste des figures.....	X
Liste des tableaux.....	XVII

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1 : PATHOLOGIE D'ENDOMMAGEMENT SISMIQUE DES PONTS

1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2. EFFETS DES CONDITIONS DU SITE.....	3
1.3. CORRELATION DES DOMMAGES AVEC L'EPOQUE DE LA CONSTRUCTION...5	
1.4. EFFETS DES CHANGEMENTS DE L'ETAT DES PONTS.....	6
1.5. EFFETS DE LA CONFIGURATION STRUCTURELLE.....	7
1.6. DECROCHAGE DES JOINTS DE DILATATION.....	8
1.6.1. Ponts avec des appuis courts et de portée simple.....	9
1.6.2. Ponts biais.....	9
1.6.3. Ponts courbes.....	11
1.7. ENDOMMAGEMENT DES SUPERSTRUCTURES.....	11
1.8. DETERIORATION DES APPUIS.....	12
1.9. ENDOMMAGEMENT DES POUTRES.....	13
1.10. ENDOMMAGEMENT DES JONCTIONS « Fûts – Poutres ».....	14
1.11. ENDOMMAGEMENT DES CULEES.....	16
1.12. ENDOMMAGEMENT DES FÛTS.....	18
1.12.1. Dommages des fûts contrôlés par la flexion.....	18
1.12.2. Dommages des fûts contrôlés par cisaillement.....	21
1.12.3. Dommages des fûts contrôlés par l'ancrage de l'armature longitudinale..27	
1.12.4. Dommages des fûts contrôlés par le flambement local.....	27

1.13. ENDOMMAGEMENT DES FONDATIONS.....	28
1.14. CONCLUSION.....	30

CHAPITRE 2 : METHODES D’EVALUATION DES EFFORTS RESISTANTS ET LA DUCTILITE DES FÛTS DE PONTS EN BETON ARME

2.1. INTRODUCTION.....	31
2.2. FORMULATIONS DU NON LINEARITE MATERIEL.....	31
2.2.1. Béton Non Confine.....	32
2.2.2. Loi du comportement du béton d’après le règlement du béton algérien CBA 93.....	32
2.2.3. Béton confiné « Modèle Mander ».....	33
2.2.4. Armatures utilisées en béton armé.....	36
2.2.5. Loi de comportement de l’acier d’après le règlement du béton algérien CBA 93.....	38
2.3. METHODES D’EVALUATION DES EFFORTS RESISTANTS DES FÛTS.....	38
2.3.1. Efforts résistants des fûts non confinés.....	38
2.3.2. Efforts résistants des fûts confinés latéralement.....	41
2.3.2.1. Facteurs pris en compte.....	41
2.3.2.2. Hypothèses utilisées.....	42
2.3.2.3. Méthode d’analyse.....	42
2.4. DUCTILITE DE LA STRUCTURE.....	43
2.4.1. Ductilité locale aux rotules plastiques.....	44
2.4.2. Relation entre les ductilités en déplacement et en courbure.....	44
2.5. CONCLUSIONS.....	46

CHAPITRE 3 : METHODE D’ANALYSE NON LINEAIRE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES PONTS

3.1 INTRODUCTION.....	47
3.2. MODELISATION ANALYTIQUE DES ELEMENTS DU PONT.....	48

3.2.1. Système structural.....	48
3.2.2. Formulation de la non linéarité géométrique	48
3.2.2.1. Voussoir.....	51
3.2.2.2. Fût.....	52
3.2.2.3. Culées.....	52
3.2.2.4. Fondations.....	53
3.2.3. Idéalisations de la masse.....	53
3.2.4. Idéalisations de l'amortissement.....	54
3.3. PROCÉDURE ANALYTIQUE POUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES PONTS....	55
3.3.1. L'équation du mouvement.....	55
3.3.2. Excitation du Support multiples	56
3.3.3. Excitation du support rigide.....	57
3.3.4. Analyse de la réponse dynamique non linéaire.....	57
3.3.5 Evaluation de la solution.....	59
3.4. CONCLUSION.....	60

CHAPITRE 4: CRITERES DE LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES FÛTS DE PONTS EN BETON ARME SELON L'EUROCODE 8 ET RPOA-08

4.1. INTRODUCTION.....	61
4.2. COMBINAISONS SISMIQUES DE CALCUL DES PONTS.....	61
4.2.1. Règlement Eurocode 8.....	61
4.2.2. Règlement parasismique des ouvrages d'arts algérien 2008	62
4.3. EXIGENCE DE LA RESISTANCE	63
4.3.1. Effets du dimensionnement en capacité d'après Eurocode 8.....	63
4.3.2. Dimensionnement en capacité d'après RPOA2008.....	64
4.3.3. Effets du second ordre.....	66
4.4. CRITERE DE LA RESISTANCE	67
4.4.1. Structures à comportement de ductilité limitée (non ductile).....	67
4.4.2. Structures à comportement ductile.....	67
4.4.2.1. Résistance à la flexion des sections dans les rotules plastiques.....	67

4.4.2.2. Résistance à la flexion des sections hors des zones de rotule plastique....	68
4.4.2.3. Résistance à l'effort tranchant des éléments hors des zones de rotule plastique.....	68
4.4.2.4 Résistance à l'effort tranchant dans les rotules plastiques.....	69
4.4.3. Vérification au glissement sous cisaillement.....	69
4.4.4. Vérification de la résistance d'après RPOA2008.....	70
4.4.4.1. Vérification de la résistance des sections	70
4.5. CRITERE DE DEPLACEMENT RESIDUEL ET DE ROTATION D'APRES LE CODE JAPONAIS.....	71
4.6. CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE D'APRES L'EUROCODE 8.....	72
4.6.1. Condition de la ductilité.....	72
4.6.2. Dispositions constructives pour la ductilité locale.....	72
4.7. CONCLUSION.....	73

CHAPITRE 5 : ANALYSE DE LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES FÛTS DES PONTS DE L'AUTOROUTE - TRONÇON CHLEF

5.1 INTRODUCTION.....	74
5.2. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SEISMES CHOISIS	74
5.2.1. Séisme de Boumerdes 21/05/2003.....	74
5.2.3. Séisme de Northridge en 1994.....	75
5.2.3. Séisme d'El Centro de 19/05/1940.....	75
5.3. DESCRIPTION DES FÛTS DES PONTS ETUDIES.....	75
5.3.1. Pont (1).....	76
5.3.2. Pont (2).....	78
5.3.3. Pont (3)	79
5.4. ANALYSE DE LA RESISTANCE A LA FLEXION DES FÛTS DE PONTS.....	80
5.4.1. Pont (1).....	81
5.4.2. Pont (2).....	86
5.4.2. Pont (3).....	91
5.5. ANALYSE DU CISAILLEMENT DES FÛTS DE PONTS.....	94

5.5.1. Pont (1).....	94
5.4.2. Pont (2).....	99
5.4.3. Pont (3).....	102
5.6. ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FÛTS DE PONTS.....	104
5.6.1. Pont (1).....	104
5.6.2. Pont (2).....	109
5.6.2. Pont (3).....	112
5.7. ANALYSE DE LA DEFORMABILITE DES FÛTS DE PONTS	114
5.7.1. Pont 1.....	115
5.7.2. Pont 2.....	117
5.7.3. Pont 3	119
5.7. ANALYSE DE LA DUCTILITE DES FÛTS DE PONTS.....	121
5.8. CONCLUSION.....	125
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS.....	126
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	128

Liste des figures

- Figure 1.1 :** Incidence des dommages mineurs et majeurs sous le séisme de Loma Prieta en 1989 [8]. 4
- Figure 1.2 :** Effondrement d'une travée du pont « Nishinomiya-ko » lors le séisme de Nanbu en 1995 [10]. 4
- Figure 1.3 :** Echec du viaduct de Higashi-Nada Durant le seisme de Hyogo-Ken Nanbu de kobé 1995 [10] 5
- Figure 1.4 :** Dommages du pont « Bull Creek Canyon » séisme de Northridge 1994 [11]. 6
- Figure 1.5 :** Géométrie et effondrement de l'échangeur 14/5 de Séparation et fais généraux durant le séisme de Northridge 1994. (a) de configuration, (b) une photographie de l'effondrement [11]. 8
- Figure 1.6 :** Effondrement du pont « Showa » durant le séisme de Niigata en 1964 [1]. 9
- Figure 1.7 :** Effondrement du Pont « Rio Bananito » durant le séisme de Costa Rica 1991 [13]. 10
- Figure 1.8 :** Effondrement du pont « Gavin Canyon » durant le séisme de Northridge 1994 [11]. 10
- Figure 1.9 :** Dommages de la superstructure du pont de Santa Clara durant le séisme de Northridge en 1994 [1]. 12
- Figure 1.10:** Défaillance du palier de pont « Nishinomiya-ko » durant le séisme Hyogo-Ken Nanbu en 1995 [9] 13
- Figure 1.11 :** Dommages possibles d'une partie d'une poutre durant le séisme de Loma Prieta en 1989 [1]. 14
- Figure 1.12 :** Fissures de la jonction du Viaduc de Embarcadero à San Francisco durant le séisme de Loma Prieta en 1989 [1]. 15
- Figure 1.13 :** Effondrement du Viaduc « Cypress Street » lors du séisme de Loma Prieta en 1989 [1]. 16
- Figure 1.14 :** Dommages de culée externe de cisaillement dans un pilier, lors du séisme de Northridge 1994 [11] . 17
- Figure 1.15 :** Dommages de la culée interne de cisaillement dans une butée lors du séisme de Northridge 1994[11]. 17
- Figure 1.16 :** Dommages à la tête du fût de la pile durant le séisme de San Fernando 1971 [15] 19
- Figure 1.17 :** Dommages à la base du fût de Hanshin Expressway, Hyogo-Ken Nanbu, durant le séisme de kobé en 1995 [9] 19
- Figure 1.18 :** Échec de fût avec éclatement des armatures longitudinales voisine à mi-hauteur durant le séisme de kobé 1995 à Hyogo-Ken Nanbu [1]. 20

<i>Figure 1.19 : Défaillance prématurée de cisaillement des piles en béton armé résultant de la Longueur de développement insuffisant [12]</i>	20
<i>Figure 1.20 : Effondrement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de kobé à Hyogo-Ken Nanbu [12] - « Défaillance prématurée en flexion des fûts en béton armé »</i>	21
<i>Figure 1.21 : Échec des fûts de la Route 5/210 de l'échangeur lors du séisme de San Fernando 1971 [1].</i>	22
<i>Figure 1.22 : Effondrement en cisaillement du fût en béton armé - Shizunai Bridge [12]</i>	22
<i>Figure 1.23: Échec des fûts de Cienaga-Venise lors du séisme de Northridge 1994 [1].</i>	23
<i>Figure 1.24 : Échec par cisaillement du fût du pont «Mission-gothique Undercrossing» lors du séisme de Northridge 1994 [12].</i>	24
<i>Figure 1.25 : Échec des deux fûts du pont lors du séisme de kobé à Hyogo-Ken Nanbu [1].</i>	25
<i>Figure 1.26 : Effondrement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de kobé à Hyogo-Ken Nanbu [12] – « Défaillance prématurée de cisaillement des fûts en béton armé »</i>	25
<i>Figure 1.27 : Modélisation des étapes d'échec contrôlé par cisaillement d'un pont [10]</i>	26
<i>Figure 1.28 : Schéma résumant les différentes positions d'échec d'un fût [10]</i>	26
<i>Figure 1.29 : Echec d'un fût à sa base lors du séisme de San Fernando 1971 [14].</i>	27
<i>Figure 1.30: Flambement local d'une section circulaire du fût du pont « Hanshin Expressway » lors du séisme de kobé en 1995 [1]</i>	28
<i>FIGURE 1.31 Rotation de la culée due à la liquéfaction et la propagation latérale lors du séisme de 1991 du Costa Rica. [13]</i>	29
<i>Figure 1.32 : Culée endommagée lors du séisme de 1991 du Costa Rica. [13]</i>	29
<i>Figure 2.1 : Courbe contrainte-déformation du béton comprimé [20]</i>	31
<i>Figure 2.2 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA 93 [22]</i>	33
<i>Figure 2.3 : Modèle analytique du confinement proposé par Mander et al. [23,24]</i>	34
<i>Figure 2.4 : Noyau du béton confiné par frettage de la section circulaire [31]</i>	35
<i>Figure 2.5 : courbe contrainte-déformation de l'acier Idéalisée [26]</i>	37
<i>Figure 2.6 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93 [22]</i>	38
<i>Figure 2.7 : Deux cas de section circulaire en fonction de l'analyse Davalthe Madugula [29]</i>	39
<i>Figure 2.8 : Diagramme force-déplacement global</i>	43
<i>Figure 2.9 : Cycles force-déplacement</i>	44
<i>Figure 2.10 : Diagrammes moment-déformation aux rotules plastiques [2]</i>	44
<i>Figure 3.1 : Degrés de liberté et forces nodales pour un élément en cadre. (a) à deux dimensions et (b) en trois dimensions membres. [1]</i>	50
<i>Figure. 3.2 : Modèle analytique du voussoir [10]</i>	51

Figure 3.3: Pont à un seul degré de liberté (SDOF). (a) schéma d'un pont à deux travées; (b) pile avec un seul fût; (c) modèle idéalisé pour la réponse longitudinale [1].	52
Figure 3.4 : Modèle analytique des Fondations [10].	53
Figure 4.1 : Moments de dimensionnement en capacité dans un élément contenant une (ou des) rotule(s) plastique(s) [2]	64
Figure 4.2 : Moments de dimensionnement en capacité [3]	65
Figure 5.1 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 1	76
Figure 5.2. : Schéma de ferrailage du fût de pont 1	77
Figure 5.3 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 2	78
Figure 5.4 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 3	79
Figure 5.5 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)	82
Figure 5.6 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements	82
Figure 5.7 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P11FR) sous différents enregistrements	82
Figure 5.8 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FC)	83
Figure 5.9 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements	83
Figure 5.10 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P11FC) sous différents enregistrements	83
Figure 5.11 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)	84
Figure 5.12 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P12FR) sous différents enregistrements	84
Figure 5.13 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P12FR) sous différents enregistrements	84
Figure 5.14 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 1 (P12FC)	85
Figure 5.15 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P12FC) sous différents enregistrements	85
Figure 5.16 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P12FC) sous différents enregistrements	85

- Figure 5.17** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR) 87
- Figure 5.18** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements 87
- Figure 5.19** : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P21FR) sous différents enregistrements 87
- Figure 5.20** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 2 (P21FC) 88
- Figure 5.21** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements 88
- Figure 5.22** : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P21FC) sous différents enregistrements 88
- Figure 5.23** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR) 89
- Figure 5.24** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements 89
- Figure 5.25** : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P22FR) sous différents enregistrements 89
- Figure 5.26** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2(P21FC) 90
- Figure 5.27** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements 90
- Figure 5.28** : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P22FC) sous différents enregistrements 90
- Figure 5.29** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR) 92
- Figure 5.30** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements 92
- Figure 5.31** : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P31FR) sous différents enregistrements 92
- Figure 5.32** : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 3 (P31FC) 93
- Figure 5.33** : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P31FC) sous différents enregistrements 93

- Figure 5.34 :** Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P31FC) sous différents enregistrements 93
- Figure 5.35 :** Variation du l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR) 95
- Figure 5.36 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements 95
- Figure 5.37 :** Variation du l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FC) 96
- Figure 5.38 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements 96
- Figure 5.39 :** Variation du l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR) 97
- Figure 5.40 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P12FR) sous différents enregistrements 97
- Figure 5.41 :** Variation du l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût central de la pile 2 du pont 1 (P12FC) 98
- Figure 5.42 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P12FC) sous différents enregistrements 98
- Figure 5.43 :** Variation du l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR) 99
- Figure 5.44 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements 99
- Figure 5.45 :** Variation du l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de central la pile 1 du pont 2 (P21FC) 100
- Figure 5.46 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements 100
- Figure 5.47 :** Variation du l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2(P12FR)
- 101
- Figure 5.48 :** Effort tranchant maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements 101
- Figure 5.49 :** Variation du l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2 (P22FC) 102

<i>Figure 5.50 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements</i>	102
<i>Figure 5.51 : Variation du l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)</i>	103
<i>Figure 5.52 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements</i>	103
<i>Figure 5.53 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)</i>	105
<i>Figure 5.54 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements</i>	105
<i>Figure 5.55 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FRC)</i>	106
<i>Figure 5.56 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements</i>	106
<i>Figure 5.57 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)</i>	107
<i>Figure 5.58 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements</i>	107
<i>Figure 5.59 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 1 (P12FC)</i>	108
<i>Figure 5.60 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements</i>	108
<i>Figure 5.61 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)</i>	109
<i>Figure 5.62 : Effort normal maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements</i>	109
<i>Figure 5.63 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 2 (P21FC)</i>	110
<i>Figure 5.64 : Effort normal maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements</i>	110
<i>Figure 5.65 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR)</i>	111
<i>Figure 5.66 : Effort normal maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements</i>	111

Figure 5.67 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2 (P22FC)	112
Figure 5.68 : Effort normal maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements	112
Figure 5.69 : Variation du l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)	113
Figure 5.70 : Effort normal maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements	113
Figure 5.71 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)	115
Figure 5.72 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)	116
Figure 5.75 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)	117
Figure 5.76 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR)	118
Figure 5.73 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)	119
Figure 5.74 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 3 (P32FR)	120
Figure 5.77 : Diagramme moment – courbure des éléments en béton armé (idéalisations bilinéaire et tri-linéaire du diagramme) ($M-\varphi$) [I]	121
Figure 5.78 : Diagramme du moment courbure Fût 1 (P11FC)	123
Figure 5.79 : Diagramme du moment courbure Fût 2(P12FC)	123
Figure 5.80 : Diagramme du moment courbure Fût 3(P21FC)	124
Figure 5.81 : Diagramme du moment courbure Fût 4(P22FC)	124
Figure 5.82 : Diagramme du moment courbure Fût 5(P31FC)	124
Figure 5.83 : Diagramme du moment courbure Fût 6(P32FC)	125

Liste des tableaux

<i>Tableau 5.1 : Données de bases du pont (1)</i>	78
<i>Tableau 5.2 : Données de bases du pont (2)</i>	79
<i>Tableau 5.3 : Données de bases du pont (3)</i>	80
<i>Tableau 5.4 : Différentes valeurs considérables pour les déplacements maximaux</i>	114
<i>Tableau 5.5 : Différentes valeurs considérables pour les courbures à la fin de la phase élastique et ultime avec un facteur de ductilité correspondant</i>	122

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les risques sismiques sur les ponts peuvent avoir des conséquences catastrophiques. Certainement, l'effondrement d'un pont dans une ville ou dans une route peut engendrer des pertes humaines et économiques, ce qui oblige leur remplacement rapide après un séisme à moins que d'autres voies de communication soient utilisées. La fermeture d'un pont, même temporaire, peut avoir d'énormes conséquences, car les ponts constituent souvent des liens vitaux dans un système de communication. Après un séisme, interdire l'accès d'un pont peut compromettre des opérations d'intervention d'urgence, et plus tard, l'impact économique dû à la fermeture du pont augmente avec le temps. L'ampleur économique de la circulation sur la route conduite au ralentissement du trafic et par la suite les itinéraires de remplacement et le coût de remplacement sont colossaux. Les techniques de conception et de construction varient considérablement à travers le monde et même aux États-Unis [1]. Ces techniques ont évolué avec le temps, et en particulier, les techniques de conception améliorées aux séismes de manière significative dans l'Eurocode 8 [2] et les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008 [3], à la suite de l'expérience acquise à travers le monde. En dépit de ces incertitudes et de ces variations, on peut beaucoup apprendre des dommages sismiques précédents, car plusieurs types de dommages se produisent de façon répétée. Des vulnérabilités typiques les ponts ont connus, il est possible de mieux comprendre leurs comportements et d'identifier les faiblesses potentielles dans les ponts existants et nouveaux. L'étude du comportement sismique des ponts, n'est pas récente, Il a été déjà salevé dans le passé lors de grands séismes comme Niigata (Japon) en 1964, San Fernando (Californie) en 1971, Friuli (Italie) en 1976, Loma Prieta (USA) en 1989, et Northridge (USA) en 1994 [4]. Le séisme de Kobe [5] a confirmé la nécessité d'approfondir d'avantage l'analyse du comportement de ce type de structures. Les observations faites sur les ouvrages d'art affectés par ces séismes ont clairement montré que les principales causes de dégâts sont : les ruptures fragiles de certains éléments, les déplacements relatifs des tabliers et des appuis ainsi que les interactions sol-structure [6].

Ces dernières années, l'Algérie a commencé la réalisation d'un projet d'autoroute estimé à 11.4 milliards de dollars. Ce projet s'étendra sur plus de 1200 km de l'est à l'ouest de l'Algérie, et est implanté dans le nord caractérisé par des régions de forte sismicité. Cette autoroute dispose d'une gigantesque infrastructure qui compte plus de 530 ponts [7]. Le nombre important de ponts que comptent cette autoroute exige une étude bien détaillée de leur

comportement sismique, avec des méthodes d'analyses dynamiques non linéaires et des données de quelques enregistrements sismiques réels. En effet, l'analyse de la résistance et l'aptitude des ponts construits avant l'apparition des codes parasismiques s'avère nécessaire pour la mise en évidence de leur performance durant une forte secousse sismique aléatoire. Le but de cette recherche est d'analyser le comportement sismique de quelques fûts de ponts réalisés récemment sur cette autoroute, sachant que ces ponts sont conçus avant l'application des recommandations du règlement parasismique Algérien des ouvrages d'arts -2008 (RPOA-08) [3].

Le présent mémoire est structuré en cinq chapitres. Après une introduction générale, le premier chapitre présente la pathologie d'endommagement sismique des ponts dans le monde. Il est organisé en fonction des facteurs contributifs qui causent les dommages du pont, à savoir : les conditions générales liées aux sites, l'époque de la construction, l'état actuel du pont, les effets de la configuration structurelle, ainsi que les types des dommages des fûts. Le chapitre deux est réservé aux méthodes d'évaluation des efforts résistants dans les fûts des ponts en béton armé. Parce que, la réponse structurelle des ponts est unique, elle diffère de la réponse des autres structures. Puisque les ponts sont longitudinalement longs et comprennent plusieurs éléments structuraux, ils contribuent à la capacité de résistance globale du système. Le chapitre trois expose la méthode d'analyse non linéaire de la réponse dynamique des ponts. Le chapitre quatre concerne plus particulièrement les critères de la résistance et la ductilité des fûts de ponts en béton armé selon l'euro code 8 et le RPOA-09. Dans ce chapitre, on décrit les règles de vérification de la résistance des sections en béton pour les ponts à comportement ductile en termes de la flexion et du cisaillement des sections dans les zones des rotules plastiques et hors ces zones. Ensuite, il expose les règles concernant la ductilité des ponts, et la relation entre les types de ductilité. En fin, il montre l'utilité de ce chapitre dans l'analyse de la résistance et la ductilité des fûts des ponts résistants aux séismes. Le dernier chapitre est destiné à l'analyse de la résistance et la ductilité des fûts de pont de l'autoroute - tronçon Chlef, où l'identification des fûts de trois ponts de l'autoroute - tronçon Chlef, sélectionnés pour cette étude, est bien illustrée. Ensuite, on expose une analyse non linéaire sous enregistrement sismique en termes de la résistance en flexion, la capacité portante, l'effort tranchant, et la déformabilité, ainsi que la ductilité des fûts de ponts. La fin de ce mémoire, est consacrée aux conclusions générales et quelques recommandations.

CHAPITRE 1 : PATHOLOGIE D'ENDOMMAGEMENT SISMIQUE DES PONTS

1.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'identifier les types de dommages des ponts qui ont été engendré par des séismes récents et leurs causes. Les dommages résultants sont généralement très complexes, les détails des dégâts sont souvent masqués par le dommage lui-même, de sorte que certaines discussions sont nécessaires à la reconstruction de l'événement. Dans de nombreux cas, la cause du dommage ne peut être comprise qu'après une analyse détaillée, et même alors, les véritables causes et les effets peuvent être difficiles à atteindre. Le chapitre est organisé en fonction des facteurs contributifs causant les dommages recensés des ponts. Les trois premières sections traitent les problèmes liés aux conditions du site, l'époque de la construction, et à l'état actuel du pont. Ensuite, on se concentre sur les effets de la configuration structurelle, ainsi que le décrochage des superstructures aux joints d'expansion. La dernière section décrit les différents dommages liés aux fûts, et à la fondation.

1.2. EFFETS DES CONDITIONS DU SITE

La performance d'un pont durant un séisme est influencée par la proximité du pont à la faille et les conditions du site. Ces deux facteurs influent sur l'intensité des secousses et des déformations du sol, ainsi que de la variabilité de ces effets sur toute la longueur du pont. Cette influence est bien constatée lors du séisme de Loma Prieta en 1989. La Figure 1.1 montre les emplacements des dommages mineurs et majeurs du pont de ce séisme. Avec quelques exceptions, les dégâts les plus importants se sont produits autour de la baie de San Francisco en californie où les dépôts de sols relativement profonds et mous ont amplifié le mouvement du sol rocheux [8]. La conclusion importante tirée est l'impact significatif des conditions locales du site sur l'amplification du mouvement sismique, et la vulnérabilité accrue des ponts sur les sites des sols mous. Ces observations sont importantes parce que plusieurs ponts traversent des étendues d'eau où les dépôts de sols mous sont fréquents [8].

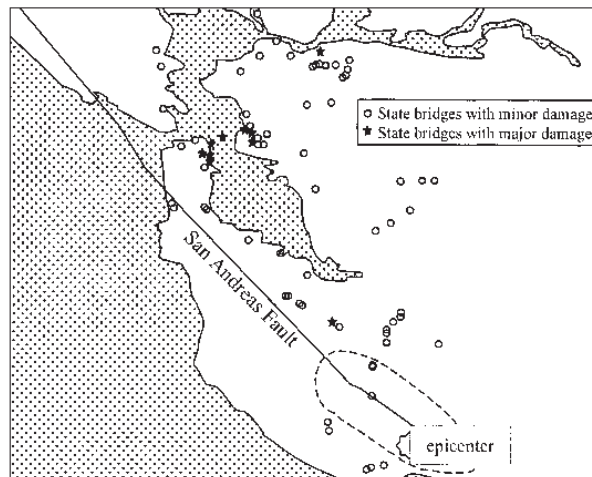


Figure 1.1 : Incidence des dommages mineurs et majeurs sous le séisme de Loma Prieta en 1989 [8].

Durant le séisme de Kobe en 1995 des dégâts importants et des effondrements se sont produits dans les routes élevés, de même pour les ponts fondés à proximité de la baie d'Osaka [9]. De nombreux ponts fondés sur des sols sableux et gravillons (dépôts alluvions) ont des profondeurs de moins 10 m. Cet état de fait a conduit à l'amplification des mouvements. Par ailleurs, la plupart des sites étaient soumis à la liquéfaction et la propagation latérale, résultant des déformations permanentes à l'infrastructure et la perte de soutien à la superstructure. (Figure 1.2) [1].



Figure 1.2 : Effondrement d'une travée du pont « Nishinomiya-ko » durant le séisme de Nanbu en 1995 [1].

Enfin, le site situé directement au-dessus de la rupture de la faille, résultant des mouvements du sol ayant de fortes accélérations du sol horizontal et vertical. Les mouvements du sol proche de la faille ont causé de grandes déformations élastiques des structures comme le cas de l'effondrement par renversement de toutes les 17 piles du viaduc de Higashi Nada de l'autoroute Hanshin à Kobe (Figure 1.3) [10].



Figure 1.3 : l'Échec du viaduc de Higashi-Nada Durant le seisme de Hyogo-Ken Nanbu de kobe 1995 [10]

1.3 CORRELATION DES DOMMAGES AVEC L'ÉPOQUE DE LA CONSTRUCTION

Plusieurs exemples dans la littérature montrent que l'époque de la construction d'un pont est un bon indicateur de l'échec probable, avec des niveaux de dommages plus élevés que prévu dans l'ancienne construction que dans une construction récente.

Un excellent exemple de l'effet de l'époque de construction est fourni par l'observation des performances relatives des ponts sur les routes 3 et 5 de l'autoroute du Hanshin à Kobe. Route 3 a été construite entre 1965 et 1970, alors que la Route 5 a été achevée au début des années 1990 [9]. Les deux routes sont parallèles entre elles. Malgré que les conditions du sol soient potentiellement mauvaises pour la Route 5, les ponts de cette route se sont comportés beaucoup mieux que ceux de la Route 3, perdant seulement une travée unique en raison de la déformation du sol. En revanche, les ponts de la Route 3 ont subi des dégâts modérés à grande échelle plus de 637 piles, les dégâts dans plus de 1300 travées, et environ de 50 travées doivent être remplacées [9].

1.4. EFFETS DES CHANGEMENTS DE L'ETAT DES PONTS

Le changement de l'état d'un pont influe considérablement sur sa performance sismique. Les modifications du pont, soit pendant la construction d'origine ou pendant la durée de vie, peuvent également avoir un effet majeur sur la performance des ponts, plusieurs exemples sont fournis après le séisme de Northridge [11]. La figure 1.4 montre un fût de pont involontairement bridé ou raccourci par un mur en béton armé. Ce mur a raccourci la longueur effective du fût, ce qui a augmenté la force de cisaillement dans le fût, et en conséquence le transfert de la réponse non linéaire dans la zone de confinement vers la zone de faibles armatures transversales vers le milieu, où la capacité de ductilité est inadéquate. Les échecs de ce type illustrent l'importance d'une inspection minutieuse pendant la construction, et pendant la durée de vie d'un pont [11].



Figure 1.4 : Dommages du pont « Bull Creek Canyon » séisme de Northridge 1994 [11].

1.5. EFFETS DE LA CONFIGURATION STRUCTURELLE

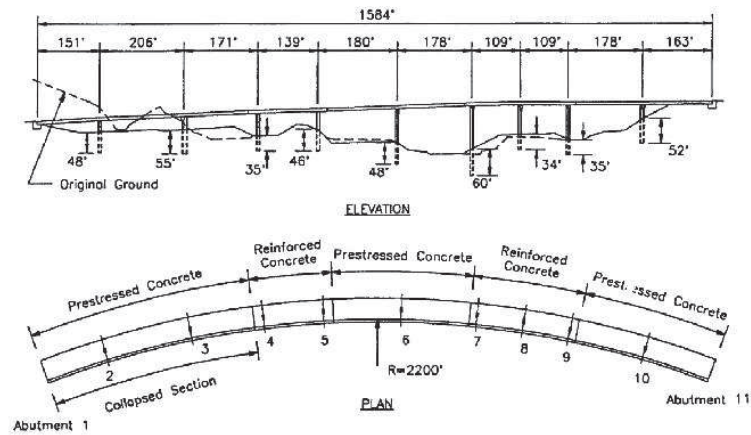
Une construction parasismique doit être conçue pour avoir une configuration régulière, afin que son comportement soit simple pour la conception et l'analyse, ainsi la dissipation de l'énergie inélastique est encouragée dans un grand nombre d'éléments. Ce cas, idéal, n'est pas

toujours réalisable dans la construction des ponts en raison des irrégularités imposées par les conditions du site et les exigences du flux de trafic.

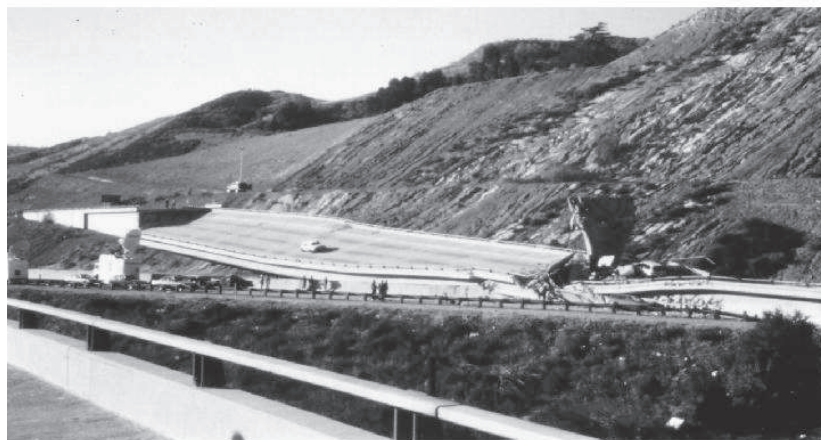
En théorie, tout élément doit être configuré pour résister à la force induite et à la déformation imposée. Parfois, en pratique, certaines configurations de ponts sont plus vulnérables aux séismes que d'autres. L'expérience montre que les ponts sont susceptibles d'être vulnérable si :

- La déformation exigée dans quelques éléments fragiles est excessive
- La configuration structurelle est complexe
- Le manque de redondance du pont.

Une forme commune de l'irrégularité se pose quand un pont traverse un bassin nécessitant des piles (fûts) de hauteur non uniforme. Même si la réponse de la superstructure peut être relativement uniforme, les déformations exigées sur les piles individuelles sont très irrégulières, le plus grand fût est imposé sur le plus court [1]. Dans certains cas, les demandes de déformation sur les fûts courts peuvent induire leur échec avant que les fûts flexibles adjacents puissent participer pleinement. L'échangeur « 14/5 de séparation » montre dans la Figure 1.5 fournit un exemple de ces phénomènes durant le séisme de Northridge 1994. La structure comportait un caisson monolithique avec une pile de fût seule qui variait en fonction de la hauteur des élévations de la route (Figure 1.5a). Apparemment, le fût court de la pile 2 a rompu par cisaillement en raison des grandes déformations, entraînant l'effondrement des travées adjacentes (Figure 1.5b). Les effets identifiés peuvent être intensifiés dans les ponts de grandes portées en plus des changements dans les irrégularités structurelles et dans le sol de fondation peuvent être nécessaires pour résoudre les fondations complexes et les exigences de trafic. Les ponts longs peuvent être affectés par les variations spatiales et temporelles dans les mouvements du sol [11].



(a)



(b)

Figure 1.5 : Géométrie et l'effondrement de l'échangeur 14/5 de Séparation et faits généraux durant le séisme de Northridge 1994. (a) de configuration, (b) une photographie de l'effondrement [11].

1.6. DECROCHAGE DES JOINTS DE DILATATION

Les joints de dilatation introduisent des irrégularités structurales qui peuvent avoir des conséquences catastrophiques sur le pont. Ces joints sont généralement utilisés dans les ponts pour réduire les contraintes liées aux changements de volume qui se produisent dans les ponts durant une variation de la température.

Le décrochage est un problème lié aux petits appuis, commun dans les anciennes constructions [1].

1.6.1. Ponts avec des appuis courts et de portée simple

Dans plusieurs régions dans le monde, les ponts comportent souvent une série de travées simplement appuyées sur les piles. Ces travées sont sujettes aux renversés par leurs sous-structures de soutien secouées, soumises à des mouvements différentiels associés à la déformation du sol. Les problèmes de décrochage apparaissent toujours dans les ponts anciens et nouveaux, où les travées simples ont des appuis communs. Les Figures 1.6 et 1.2 montrent les effondrements engendrés par le décrochage des travées simples du pont de Showa dans le séisme de Niigata 1964 [1] et l'effondrement d'une travée du pont « Nishinomiya-ko » durant le séisme de Nanbu en 1995 [1].



Figure 1.6 : l'effondrement du pont «Showa» durant le séisme de Niigata en 1964 [1].

1.6.2. Ponts biais

Les ponts biais sont définis comme ceux ayant des appuis qui ne sont pas perpendiculaires à l'axe du pont. Les collisions entre le pont et ses culées biaisées (ou cadres adjacents) peuvent causer une rotation autour d'un axe vertical du pont. Comme les culées résistent à la compression seulement, le sens de rotation est le même, indépendamment de l'interaction avec la butée ou autre. Si les rotations sont grandes et les longueurs d'appuis petites, le tablier peut venir déloger dans les coins aigus des ponts [14]. Un exemple typique est le pont de Rio Bananito dans lequel le quai du centre de la dalle du pont a dévié de 30 °, et

a perdu les deux travées de la pile centrale dans la direction de l'inclinaison durant le séisme de 1991 au Costa Rica (Figure 1.7) [13].



Figure 1.7 : Effondrement du Pont «Rio Bananito» durant le séisme de Costa Rica 1991 [13].

Un autre exemple de l'échec d'un pont biaisé est celui de « Gavin Canyon », lors du séisme de Northridge 1994 [11]. Les deux charnières biaisées sont délogées lors du séisme, entraînant l'effondrement des travées. (Figure 1.8).

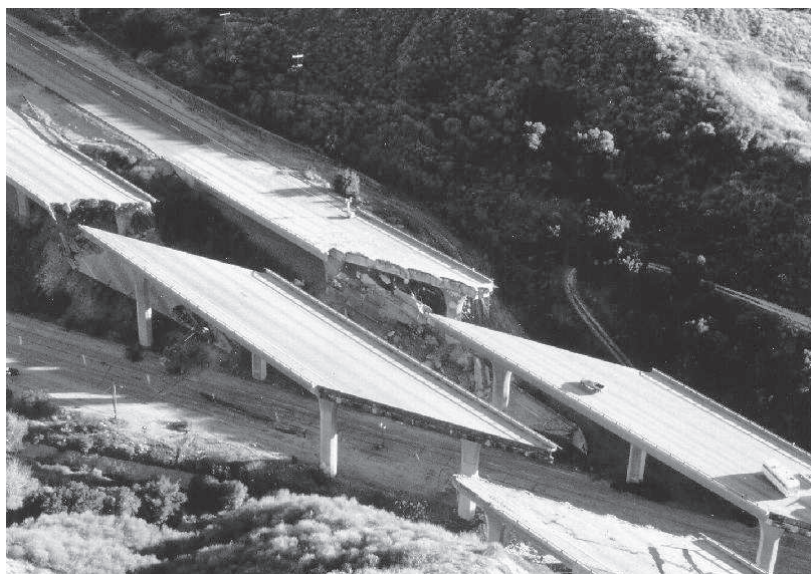


Figure 1.8 : Effondrement du pont « Gavin Canyon » durant le séisme de Northridge 1994 [11].

1.6.3. Ponts courbes

Les ponts courbes peuvent avoir des réponses asymétriques semblables à celles des ponts biais. Pour un chargement dans une direction, une charnière en travée tend à fermer, tandis que pour le chargement dans l'autre sens, la charnière s'ouvre.

Un exemple dans lequel l'alignement courbe peut contribuer à l'effondrement du pont est la rampe courbée de l'échangeur 5/14, qui s'est effondré à la fois durant les séismes de 1971 de San Fernando [15] et de Northridge 1994 (voir Figure 1.5b) [11]. D'autres facteurs peuvent contribuer à l'échec incluant des zones de rotules plastiques inadéquates et une déformabilité du fût.

1.7. ENDOMMAGEMENT DES SUPERSTRUCTURES

Les superstructures sont conçues pour supporter à l'état de service des charges verticales (gravité) de manière élastique. Dans les zones sismiques, elles sont généralement conçues pour avoir un système adéquat de résistance aux séismes. En conséquence, les superstructures ont tendance à être suffisamment fortes pour résister essentiellement à l'état élastique lors des séismes. En général, les dommages de la superstructure sont susceptibles d'être la principale cause de l'effondrement d'un pont [1]. Dans la suite, on expose un exemple concernant les dommages que peuvent subir les superstructures. La Figure 1.9a montre les dommages dus à un joint de dilatation en milieu du pont de la rivière Santa Clara pendant le séisme de Northridge 1994, et la figure 1.9b illustre les dommages de la culée de la même structure [1].

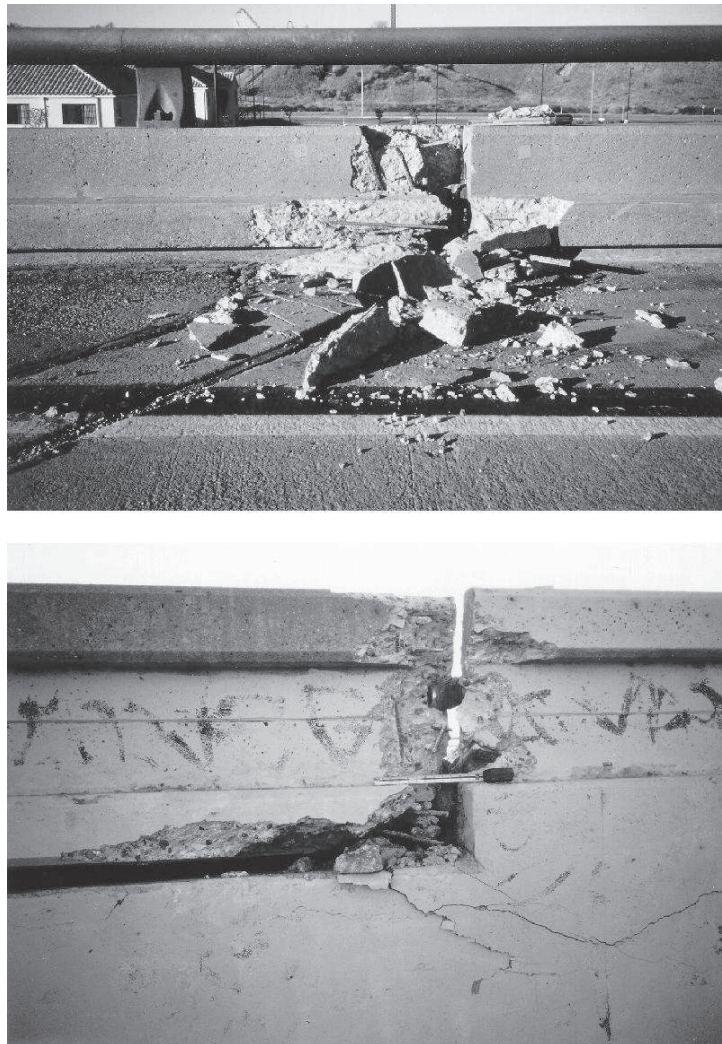


Figure 1.9 : Dommages de la superstructure du pont de Santa Clara durant le séisme de Northridge en 1994 [1].

1.8. DETERIORATION DES APPUIS

Dans certaines régions dans le monde, la construction des ponts répandue consiste de superstructures en acier supportées par des appuis, ce qui, à leur tour, reposent sur un soubassement. Dans ces ponts, les appuis se composent généralement des éléments en acier conçus pour fournir la retenue dans une ou plusieurs directions, et, dans certains cas, pour permettre le mouvement dans une ou plusieurs directions. L'échec de ces appuis durant un séisme peut causer une redistribution des forces internes, qui risquent de surcharger soit la superstructure ou l'infrastructure, ou les deux en même temps. L'effondrement est également possible lorsque l'appui est perdu.

Après le séisme de Hyogo-Ken Nanbu, plusieurs exemples de défaillances des appuis de ponts sont constatés [17].

Un exemple est fourni par le pont de Nishinomiya-ko, qui s'étend sur 252 m. C'est un pont en arc reposant sur deux appuis, fixé à une extrémité et une expansion à l'autre extrémité. Les appuis fixes, conçus pour avoir une capacité d'environ 70% du poids du pont [9], n'ont pas réussi à déloger la travée adjacente. La défaillance des appuis est montrée dans la figure 1.10.

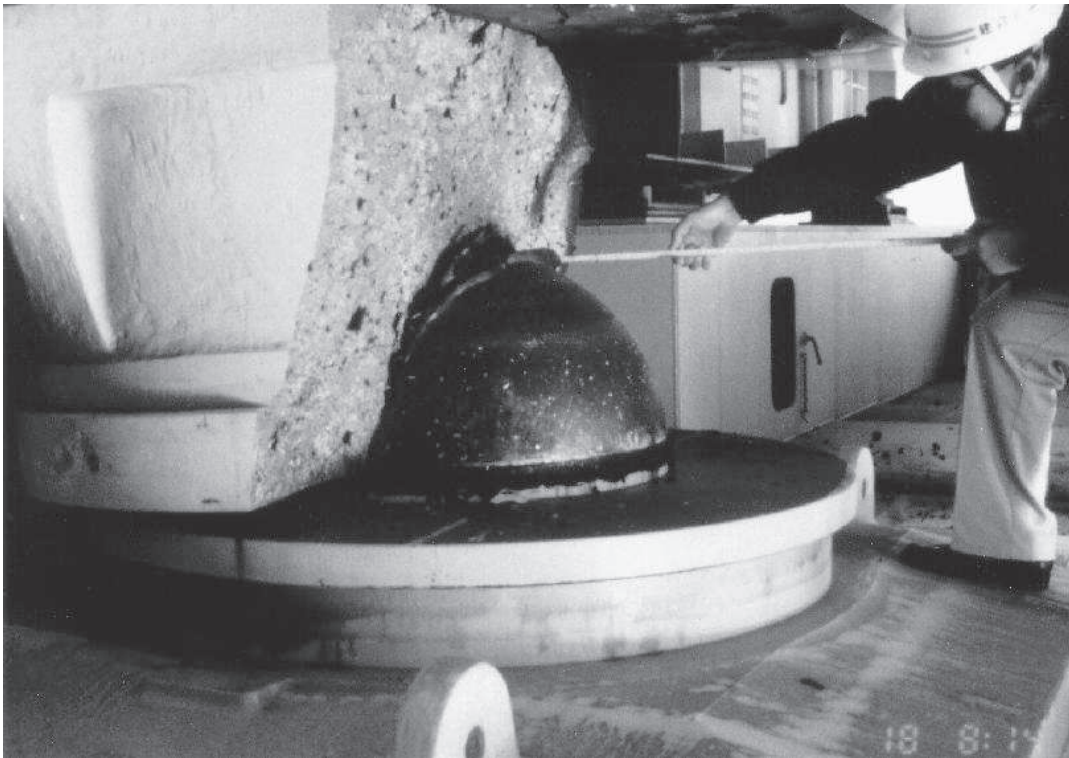


Figure 1.10: Défaillance du palier de pont « Nishinomiya-ko » durant le séisme Hyogo-Ken Nanbu en 1995 [9].

1.9. ENDOMMAGEMENT DES POUTRES

Les poutres n'ont pas toujours eu beaucoup d'attention comme les piles durant la conception et l'évaluation sismique. Dans de nombreux ponts, les poutres transversales sont plus fortes que les piles en raison des exigences de la charge de gravité et de l'action combinée avec la superstructure. En outre, les conséquences de défaillances des poutres sont moins graves que les piles. Un exemple illustrant les dommages possibles, dans une partie d'une poutre, est montré dans la figure 1.11 [1].



Figure 1.11 : les dommages possibles d'une partie d'une poutre durant le séisme de Loma Prieta en 1989 [1].

1.10. ENDOMMAGEMENT DES JONCTIONS « Fûts – Poutres »

Comme pour les poutres, les jonctions « Fûts – Poutres » n'ont pas reçu une grande importance dans la conception parasismique des ouvrages d'arts. Même si les défaillances communes avec d'autres éléments du pont se sont produites lors des séismes récents (par exemple, Jennings [15]), l'attention pour les jonctions n'a été ordonnée qu'après plusieurs échecs spectaculaires observés lors du séisme de Loma Prieta en 1989 [8]. La Figure 1.12 montre les fissures de la jonction du Viaduc de Embarcadero à San Francisco durant le séisme de Loma Prieta en 1989.



Figure 1.12 : Fissures de la jonction du Viaduc de Embarcadero à San Francisco durant le séisme de Loma Prieta en 1989 [1].

L'effondrement du viaduc de la rue Cypress pendant le séisme de Loma Prieta a eu des conséquences très graves (figure 1.13) [1]. Le défaut d'un socle en béton, situé juste au-dessus des jonctions de premier niveau conduit à l'effondrement du pont supérieur sur le pont inférieur.

Le séisme de Loma Prieta, a également montré une faiblesse apparente du design moderne. Par exemple, les dommages se sont produits aux jonctions des poteaux inclinés de la route connecteur, qui avait été construit quelques années avant le séisme. Ces dommages ont montré la nécessité de détails constructifs particuliers dans la construction des ponts.



Figure 1.13 : Effondrement du Viaduc «Cypress Street» lors du séisme de Loma Prieta en 1989 [1].

1.11. ENDOMMAGEMENT DES CULEES

Les types d'échecs qui peuvent survenir aux culées varient d'un pont à un autre. Une pratique courante consiste à traiter les culées ou ses composantes comme des éléments sacrificiels, agissant comme des fusibles pour supporter les grandes forces sismiques qui arrivent à la culée rigide.

Dans la plupart des culeés, le mouvement longitudinal est freiné, parce qu'il y a un joint à l'interface de la superstructure et la culée. Cette configuration est intéressante car elle réduit les forces induites par la température et les déplacements imposés à la superstructure. La vulnérabilité la plus importante de ces culées peut se produire quand il y a de grands déplacements relatifs entre la superstructure et la culée. L'échec de la culée est souvent attribué au déplacement ou à la rotation de la culée, généralement le résultat d'une liquéfaction ou propagation latéral [9].

Les principaux échecs de cisaillement ont été enregistrés lors du séisme de Northridge en 1994 [11]. La Figure 1.14 montre une défaillance typique dans les butées externes. La Figure 1.15 montre les dommages d'une butée interne. Il semble que ces défaillances peuvent se produire avec un petit déplacement transversal et peu de dissipation d'énergie.

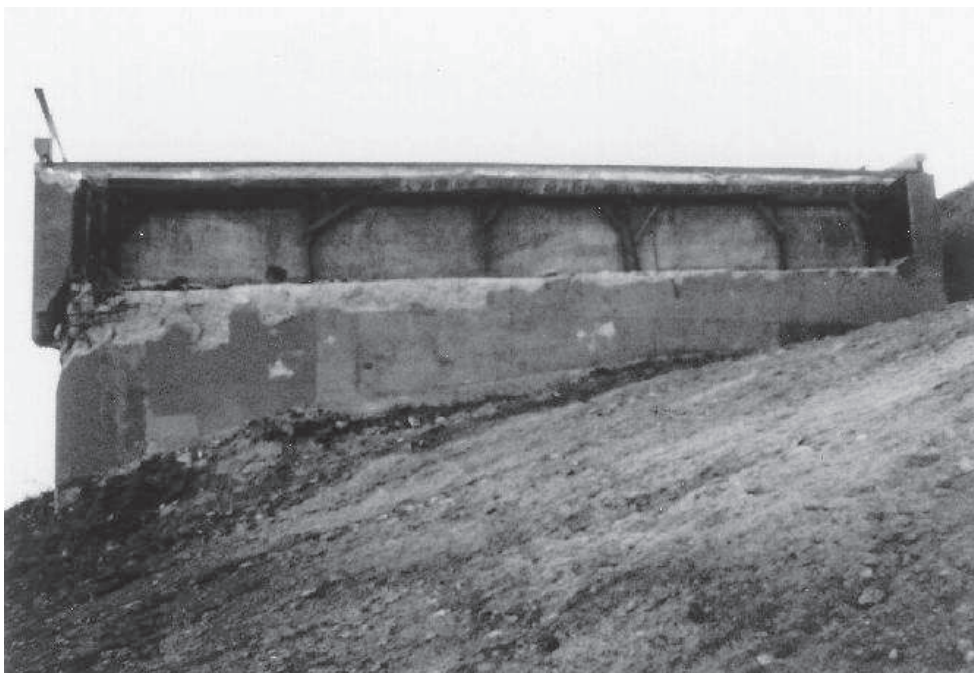


Figure 1.14 : Les dommages de butée externe, lors du séisme de Northridge 1994 [11].



Figure 1.15 : Les dommages de la butée interne dans une culée lors du séisme de Northridge 1994[11].

1.12. ENDOMMAGEMENT DES FÛTS

Contrairement à la conception des bâtiments, la pratique actuelle dans la conception des ponts est la proportionnalité entre les éléments d'un portique (cadre fléchi) de telles sortes que sa capacité de charge latérale est limitée par la résistance à la flexion de ces piles (fûts). Pour le succès de cette stratégie, les éléments de jonctions tels que, les semelles, les joints, et les traverses doivent être assez forts pour augmenter la flexion dans les piles (fûts), et être suffisamment ductiles pour supporter les déformations imposées [1].

Dans les vieux ponts, la conception de l'approche fût fiable n'est pas adoptée explicitement, les fûts ont tendance à être plus faible que l'assemblage poutre-dalle à laquelle ils se connectent. Par conséquent, les fûts peuvent être soumis à de grandes exigences inélastiques lors d'un séisme fort. L'échec d'un fût peut entraîner une perte de charge verticale admissible, qui est souvent la principale cause de l'effondrement du pont.

La plupart des dommages aux fûts est attribué aux détails constructifs insuffisants, qui limitent la capacité de la pile (fût) à se déformer inélastiquement. Dans les fûts en béton armé, les dispositions constructives insuffisantes peuvent produire des échecs de flexion, de cisaillement, des ancrages, ou un échec combiné de plusieurs mécanismes. Dans les fûts en acier, le flambement local observé peut mener progressivement à l'effondrement [1].

1.12.1. Dommages des fûts contrôlés par la flexion

Une pile (fût) en béton armé doit être conçue de telle sorte que la résistance à la charge latérale est contrôlée par la flexion. Cependant, même si la plupart de l'action inélastique est la flexion, un fût peut ne pas être suffisamment résistant pour maintenir des déformations imposées à la flexion sans échec. Ces échecs sont particulièrement fréquents dans les vieux ponts [1].

Aux États-Unis, les armatures transversales des piles (fûts) en béton armé conçues avant 1971 se composaient généralement de cerces ou cadres Φ 13 mm avec un espacement de 305 mm. En plus, les extrémités de ces armatures transversales sont rarement ancrées dans le noyau du béton de ces fûts ; ce qui offre un confinement faible, en particulier dans les grands fûts [1].

La figure 1.16 montre les fûts d'un pont qui n'avait pas suffisamment de ductilité pour résister à la flexion durant le séisme de San Fernando en 1971 [15]. La figure 1.17 montre des dommages semblables dans une section transversale circulaire de fût de Hyogo-Ken Nanbu durant le séisme de kobé (1995) [9].



Figure 1.16 : Dommages à la tête du fût de la pile durant le séisme de San Fernando 1971 [15].

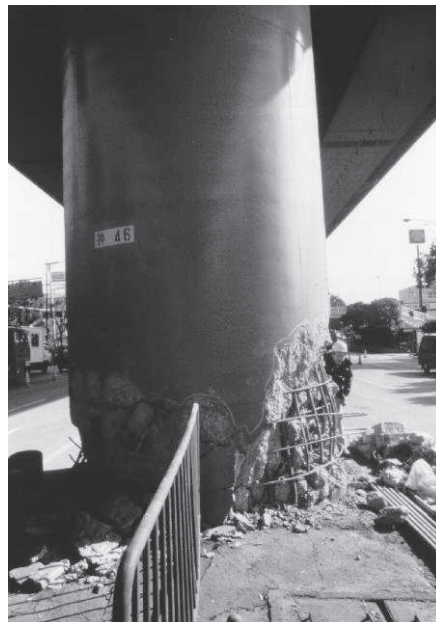


Figure 1.17 : Dommages à la base du fût de Hanshin Expressway, Hyogo-Ken Nanbu, durant le séisme de kobé en 1995 [9].

La longueur développée résultant des armatures longitudinales peut être inadéquate, et peut conduire à l'échec de séparation ou l'éclatement le long des barres longitudinales, ou

l'échec en flexion et au cisaillement près du point de rupture. La Figure 1.18 illustre l'échec des barres près de la mi-hauteur du fût [1].



Figure 1.18 : Échec de fût avec éclatement des armatures longitudinales voisine à mi-hauteur durant le séisme de kobé 1995 à Hyogo-Ken Nanbu [1].



Figure 1.19 : Une défaillance prématurée de cisaillement des piles en béton armé résultant de la Longueur de développement insuffisant [12].

Dans le cas du viaduc de Hanshin de Hyogo-Ken (Kobé, 1995) (voir Figure 1.20), l'effondrement est due à la compression du tiers des armatures longitudinales principales soudées bout à bout par l'utilisation du gaz de soudage [18].



Figure 1.20 : Effondrement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de Kobé à Hyogo-Ken Nanbu [12] - « Une défaillance prématurée en flexion des fûts en béton armé »

1.12.2. Dommages des fûts contrôlés par cisaillement

Les échecs contrôlés par le cisaillement des fûts des ponts en béton ont lieu durant plusieurs séismes passés. Ces échecs peuvent survenir relativement avec des faibles déplacements structurels, avant que les armatures longitudinales n'aient cédé. Alternativement, la résistance au cisaillement se dégrade avec des cycles de chargement inélastique, les échecs de cisaillement peuvent se produire après avoir cédé à la flexion. La Figure 1.21 illustre l'échec de cisaillement d'un fût ayant de faibles armatures transversales du pont construit dans l'ouest des États-Unis avant les années 1970 [1].



Figure 1.21 : Échec des fûts de la Route 5/210 de l'échangeur lors du séisme de San Fernando 1971 [1].

La Figure 1.22 montre le même phénomène concernant l'illustration de l'échec au cisaillement d'un fût ayant de faibles armatures transversales [12].



Figure 1.22 : Effondrement en cisaillement du fût en béton armé - Shizunai Bridge [12]

La figure 1.23 montre l'apparition des fissures diagonales très inclinées, se traduisant par l'éclatement du noyau du béton. Sous l'action de plusieurs cycles de déformation combinée avec des charges verticales. Le fût peut se dégrader complètement et perd sa capacité portante, d'où lourdement endommagé. La disposition des armatures transversales étroitement espacées comme l'exige certains codes modernes est nécessaire pour empêcher ce type de défaillance.



Figure 1.23: Échec des fûts de Cienaga-Venise lors du séisme de Northridge 1994 [1].

Les échecs de cisaillement dans les fûts en béton armé sont provoqués aussi par l'interaction des éléments non-structuraux. Ces éléments peuvent diminuer la distance entre les lieux d'échec par la flexion, et donc augmente le cisaillement pour un fût. La Figure 1.4, discutée précédemment, montre un cas dans lequel le mur du canal contenant les fûts à la base, a contribué à une défaillance par cisaillement plus élevé que prévue dans la conception.

La Figure 1.24 montre un cas dans lequel un arrondi architectural renforce la partie supérieure du fût, ce qui a poussé l'échec à se produire dans une zone plus faible que prévue [11].



Figure 1.24 : Échec par cisaillement du fût du pont «Mission-gothique Undercrossing» lors du séisme de Northridge 1994 [12].

Dans les deux cas (Figures 1.4 et 1.24), un élément qui n'a pas été considéré dans la conception du fût a forcé l'échec de se produire dans une partie faiblement confinée du fût qui a été incapable de résister à la force et aux exigences de déformation.

La Figure 1.25 illustre l'échec de deux fûts de l'autoroute Hanshin durant le séisme Hyogo-Ken Nanbu en 1995. L'échec montre l'éclatement des fûts, ici, le concept de la résistance seule est une disposition appropriée pour la conception des ponts parasismiques [1].



Figure 1.25 : Échec des deux fûts du pont lors du séisme de kobé à Hyogo-Ken Nanbu [1].

Les jonctions par recouvrement des armatures longitudinales dans les vieux ponts en béton armé pourrait être vulnérables parce que, ces longueurs de recouvrements sont courtes (de l'ordre de 20 à 30 diamètres de barres), mal confinées, et situées dans les zones où la flexion est élevée. En particulier, pour faciliter la construction, les recouvrements sont souvent situés directement au-dessus des fondations. Avec ces détails, les recouvrements peuvent être incapables de développer la capacité de flexion du fût, et ils peuvent être plus vulnérables au cisaillement. Malgré ces vulnérabilités, il existe des preuves pratiques qu'il existe peu d'échecs de recouvrements à la base des fûts de pont. Néanmoins, les échecs sont liés à des recouvrements soudés comme le montrent les figures 1.20 et 1.26.



Figure 1.26 : Effondrement du viaduc de Hanshin, lors du séisme de kobé à Hyogo-Ken Nanbu [12] – « Une défaillance prématurée de cisaillement des fûts en béton armé »

La Figure 1.27 schématise clairement les étapes d'échecs contrôlés par le cisaillement d'un pont [10].

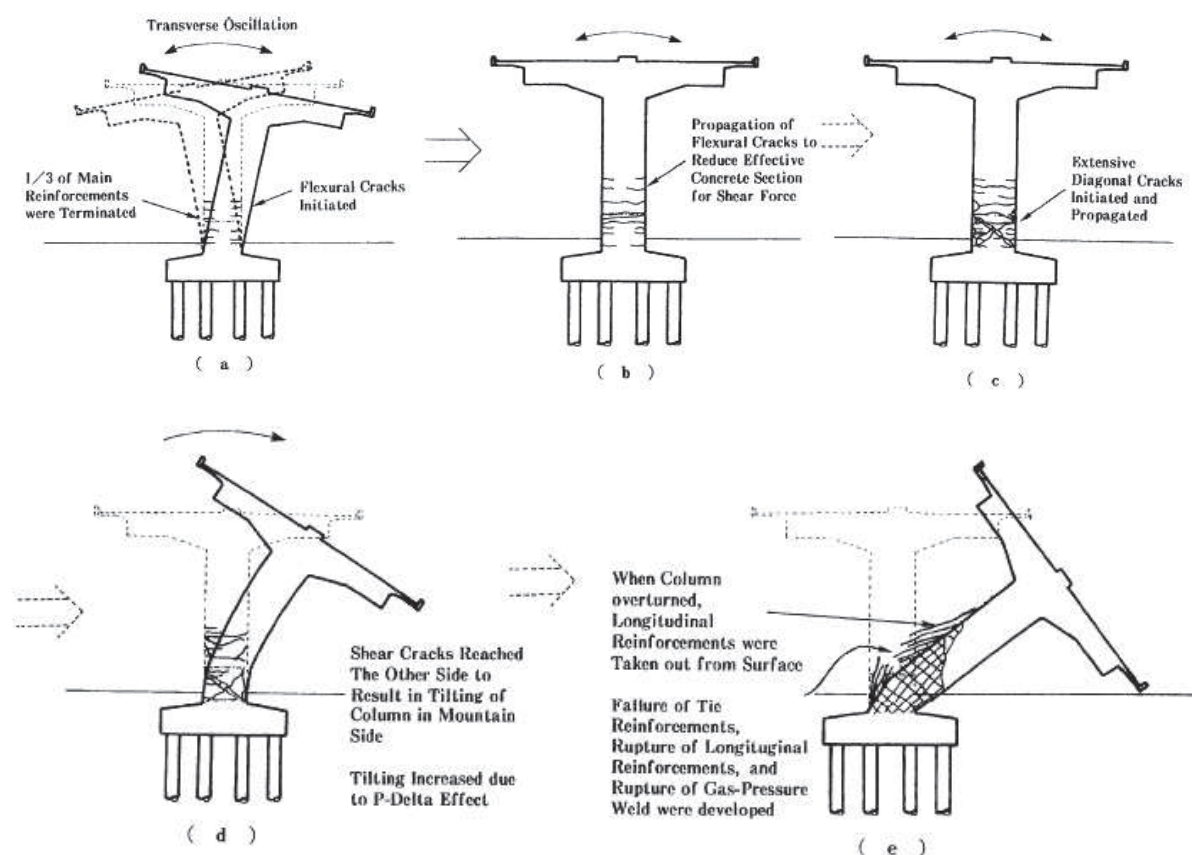


Figure 1.27 : modélisation des étapes d'échec contrôlé par cisaillement d'un pont [10]

Par ailleurs la figure 1.28 résume les positions d'échecs d'un fût. Ces échecs, sont soit à la tête où à la base est contrôlés par la flexion, soit au milieu et sont contrôlés par le cisaillement.

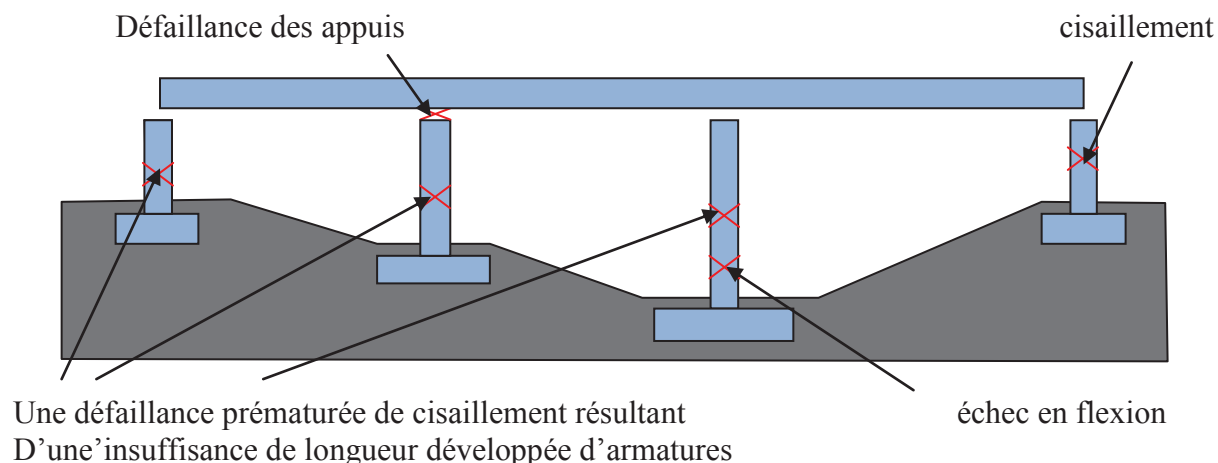


Figure 1.28 : schéma résumant les différentes positions d'échecs d'un fût [10]

1.12.3. Dommages des fûts contrôlés par l'ancrage de l'armature longitudinale

Les fûts des ponts en béton peuvent également se rompre si l'ancrage des armatures longitudinales est insuffisant. Les ruptures peuvent se produire au sommet du fût, à la connexion avec le chevêtre à la base, à la connexion avec la fondation.

La Figure 1.29 montre la rupture d'un fût à sa base lors du séisme de San Fernando 1971 [14]. La pile supportée par un seul fût de diamètre a ce de (1,8 m). Les autres fûts, ayant un ancrage armatures longitudinales insuffisant dans les semelles, ont aussi cédé avec des résultats similaires durant ce séisme.



Figure 1.29 : la rupture d'un fût à sa base lors du séisme de San Fernando 1971 [14].

Les conséquences de défaillances d'ancrage de fondation sont peu être plus importantes dans un seul fût que si les piles possèdent plusieurs fûts, car la résistance latérale d'un seul fût dépend du développement de sa résistance en flexion à la base.

1.12.4. Dommages des fûts contrôlés par le flambement local

Dans les fûts avec des sections circulaires, le flambement local se produit parfois dans des endroits où l'épaisseur de la section change. La Figure 1.30 illustre la formation d'un flambement local dans un fût de section circulaire accompagné d'une déformation plastique visible [18].



Figure 1.30: flambement local d'une section circulaire du fût du pont « Hanshin Expressway » lors du séisme de kobé en 1995 [18]

1.13. ENDOMMAGEMENT DES FONDATIONS

Les rapports de défaillances des fondations au cours d'un tremblement de terre sont relativement rares, à l'exception notable des situations dans lesquelles la liquéfaction est produite. Il n'est pas clair si les échecs sont rares ou les défaillances des fondations ne sont pas visibles.

Les dommages de fondation associés à la liquéfaction induite par la propagation latérale ont été probablement les causes qui conduisent à l'effondrement des ponts [14]. Le problème est particulièrement critique pour les ponts à travées indépendantes. Le Séisme de 1991 au Costa Rica offre de nombreux exemples de dommages aux fondations [9]. La figure 1.31 montre la rotation de la culée due à la liquéfaction et la propagation latérale. La figure 1.32

montre une situation dans laquelle les mouvements du sol ont conduit à d'importants dommages aux fondations [8].



Figure 1.31 : Rotation de la culée due à la liquéfaction et à la propagation latérale lors du séisme de 1991 au Costa Rica. [13]



Figure 1.32 : Culée endommagée lors du séisme de 1991 au Costa Rica. [13]

1.14. CONCLUSION

Ce chapitre a examiné les divers types de dommages qui peuvent survenir dans les ponts lors des séismes. L'endommagement d'un pont peut avoir des conséquences graves pour l'économie locale, car les ponts fournissent des liens vitaux dans le système de communication. En général, la probabilité d'une augmentation des dommages apparaît si le mouvement du sol est particulièrement intense, ou en présence de mous, ou bien le pont est construit avant les codes et en fin la configuration du pont est irrégulière. Un pont même bien conçu, peut subir des dommages si des modifications non structurelles et la détérioration structurelle ont accru la vulnérabilité de l'ouvrage.

Selon les mouvements du sol, les conditions du site, la configuration globale et les détails spécifiques de l'ouvrage, les dommages induits dans un pont particulier peuvent prendre plusieurs formes. Quelque soit leur ampleur. Les dommages au sein de la superstructure sont rarement la cause principale de l'effondrement.

Tous les types de dommages atténuant un pont peuvent engendrer des conséquences catastrophiques les conclusions importantes à retenir dans ce chapitre sont les modes de rupture des fûts en béton armé. Ces dommages prennent l'une des formes pathologiques suivantes :

- ◆ Dommages par flexion pour les fûts qui n'avaient pas suffisamment de ductilité pour résister à la flexion, et la longueur développée des armatures longitudinales pouvait être inadéquate.

- ◆ Dommages par cisaillement pour les fûts ayant un faible taux d'armatures transversales, où peuvent être provoqués par l'interaction des éléments non-structuraux qui ne sont pas considérés dans la conception, ainsi que les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales courtes ou insuffisantes.

- ◆ Dommages par ancrage de l'armature longitudinale ;

- ◆ Dommages par flambement local.

Dans la suite de notre étude, on essaie de mettre en évidence les formes de dommages par l'examen de la résistance et la ductilité de quelques fûts de ponts construits dans la région de Chlef.

**CHAPITRE 2 : METHODES D'EVALUATION
DES EFFORTS RESISTANTS ET LA
DUCTILITE DES FÛTS DE PONTS EN BETON
ARME**

2.1. INTRODUCTION

Ce chapitre va mettre l'accent d'abord sur la non-linéarité des matériaux, qui est traduite par les lois de comportement du béton non confiné et confiné ainsi que la loi du comportement des aciers. Ensuite, on va développer les méthodes d'évaluation des efforts résistants des fûts de ponts en béton armé non confiné et confiné latéralement. On expose la méthode d'évaluation de la ductilité dans les fûts de pont

2.2. FORMULATIONS DU NON LINEARITE MATERIEL

La non-linéarité du matériau béton est intégrée dans l'analyse non linéaire en utilisant les lois de comportement du béton. La figure 2.1 montre les courbes contrainte-déformation idéalisées pour les bétons non confiné et confiné sous la compression uni-axiale. Des tests ont montré que le confinement fournit par des armatures transversales étroitement espacées peut accroître considérablement la contrainte du béton à la compression et la déformation ultime. En plus, les armatures transversales de confinement empêchent le flambement prématuré des armatures longitudinales de compression et augmente la ductilité du béton. Des recherches approfondies ont été réalisées pour développer des relations contrainte-déformation du béton [20, 21].

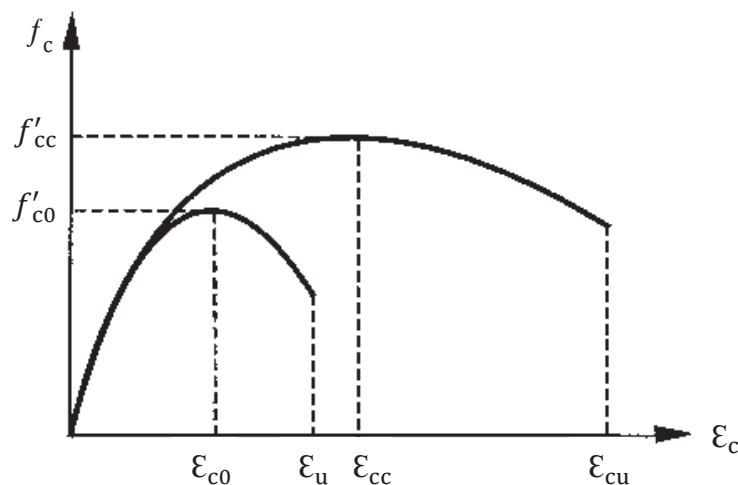


Figure 2.1 : la courbe contrainte-déformation du béton comprimé [20]

2.2.1. Béton Non Confiné

Une relation générale contrainte-déformation proposée par Hognestad [21] est largement utilisée pour le béton armé avec une petite quantité d'armatures transversales. La relation est de la forme suivante:

$$f_c = \begin{cases} f'_{c0} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \\ f'_{c0} \left[1 - \beta \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_{c0}} \right) \right] & \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (2.1)$$

Avec :

$$\varepsilon_{c0} = \frac{2f'_{c0}}{E_c} \quad (2.2)$$

Où :

f_c et ε_c sont la contrainte et la déformation du béton;

f'_{c0} est la contrainte de pic du béton non confiné, généralement considérée comme la résistance de compression cylindrique f'_c ;

ε_{c0} est la déformation du pic pour le béton non confiné, généralement égale 0,002;

ε_u est la contrainte de compression ultime pour le béton non confiné prise égale 0,0035;

E_c est le module d'élasticité du béton;

β est un facteur de réduction de la branche descendante généralement pris égal à 0,15.

2.2.2. Loi du comportement du béton d'après le règlement du béton algérien CBA 93

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Le règlement du béton algérien CBA 93 [22], à l'état limite ultime, adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle montré sur la figure 2.2.

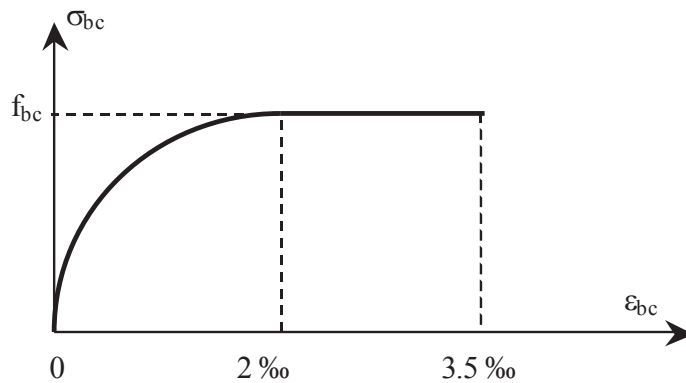


Figure 2.2 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA 93 [22]

Cet état limite est caractérisé par une déformation ultime $\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$ et une contrainte de calcul f_{bc} définie par la relation :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \tag{2.3}$$

Où γ_b est le coefficient de sécurité, égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles et, θ est un coefficient égal à 1, pour une durée d'application de la charge inférieure à une heure. La contrainte de compression du béton à la fin de la phase élastique correspond à la déformation $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$.

2.2.3. Béton confiné « Modèle Mander »

Les modèles analytiques décrivant les relations contrainte-déformation pour le béton confiné dépendent du type des armatures transversales de confinement tels que les cerceaux, les spirales ou les cadres et de la forme circulaire, carrée ou rectangulaire. Certains de ces modèles analytiques sont plus généraux que d'autres dans leur applicabilité à des types de confinement et de formes différentes.

Un modèle général de contrainte-déformation (Figure 2.3) pour le béton confiné applicable (en théorie) pour une large forme de sections transversales et d'armatures de confinement a été proposé par Mander et *al.* [23,24].

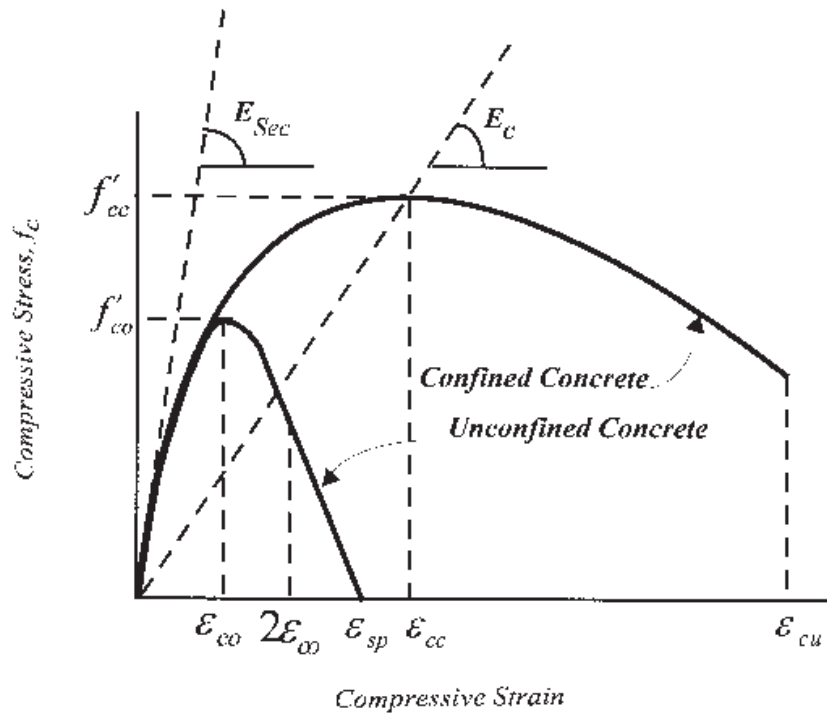


Figure 2.3 : Modèle analytique du confinement proposé par Mander et al. [23,24]

La forme générale de ce modèle est décrite par la formulation suivante:

$$f_c = \frac{f'_{cc}(\epsilon_c/\epsilon_{cc})^r}{r-1(\epsilon_c/\epsilon_{cc})^r} \tag{2.4}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \tag{2.5}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{2.6}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \tag{2.7}$$

où f'_{cc} et ϵ_{cc} sont la contrainte de compression de pic et la déformation correspondante pour le béton confiné. Les expressions de f'_{cc} et ϵ_{cc} dépendent du type et de la forme de confinement, et sont déterminées pour les sections circulaires en béton confiné comme suit (figure 2.4) :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - \frac{2f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \tag{2.8}$$

$$f'_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \tag{2.9}$$

$$K_e = \begin{cases} \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{(1 - \rho_{cc})} & \text{cerceaux} \\ \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)}{(1 - \rho_{cc})} & \text{spirales ou cadres} \end{cases} \quad (2.10)$$

Où :

f'_l est la pression latérale effective de confinement;

K_e est le coefficient d'efficacité de confinement,

f_{yh} est la limite d'élasticité des armatures transversales,

s' est l'espacement vertical entre cerceaux ou spirales;

s est l'espacement de centre à centre de la spirale ou de cerceaux circulaires;

d_s est le diamètre de la ligne centrale de la spirale ou des cerceaux;

ρ_{cc} est le taux des armatures longitudinales et l'aire centrale de la section du béton;

ρ_s est le pourcentage volumique des armatures transversales de confinement et le volume du noyau du béton confiné;

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2.11)$$

A_{sp} est la section d'une barre d'armature transversale.

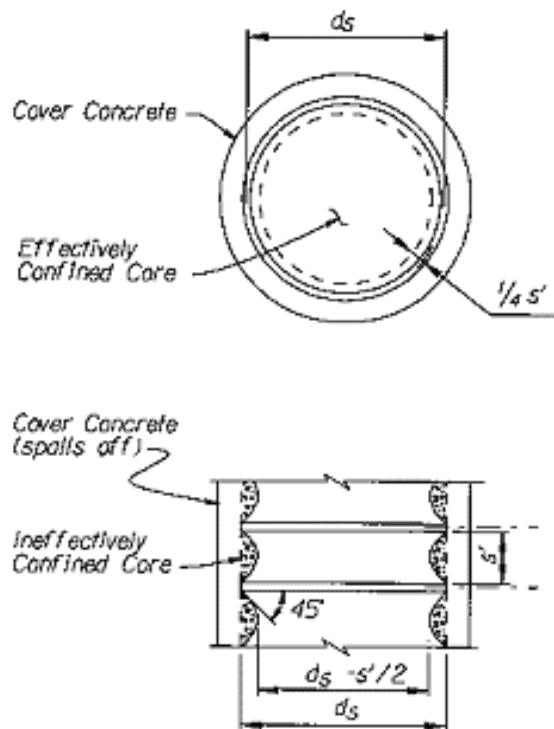


Figure 2.4 : Noyau du béton confiné par frettage de la section circulaire [31]

Pour la déformation ultime du béton Confiné en compression (ϵ_{cu}), des expériences ont montré qu'une chute soudaine dans la courbe contrainte-déformation du béton confiné a lieu lorsqu'il y a fracture des aciers transversaux avant la fissuration du béton. Par définition, la déformation de compression ultime est la déformation longitudinale à laquelle les premières fractures surviennent aux armatures transversales de confinement. Une relation conservatrice pour l'estimation de la déformation de béton confiné ultime est donnée par Priestley et al. [25]:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4P_s f_y h \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.12)$$

où ϵ_{su} est la déformation maximale des armatures tendues.

Les valeurs de ϵ_{su} varient entre 0,012 et 0,05.

2.2.4. Armatures utilisées en béton armé

Pour les armatures utilisées dans la conception des structures en béton armé, la relation contrainte-déformation peut être idéalisée en quatre parties: élastique, plastique, écrouissage et adoucissement, comme le montre la figure 2.5. La relation analytique du diagramme contrainte-déformation des armatures est exprimée comme suit:

$$f_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} (f_{su} - f_y) & \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \\ f_u - \frac{\epsilon_s - \epsilon_{su}}{\epsilon_{sb} - \epsilon_{su}} (f_{su} - f_{sb}) & \epsilon_{su} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sb} \end{cases} \quad (2.13)$$

où :

f_s et ϵ_s sont la contrainte et la déformation dans les armatures;

E_s est le module d'élasticité de l'acier;

f_y et ϵ_y sont la contrainte et la déformation du début d'écoulement des armatures;

ϵ_{sh} est la déformation d'écrouissage des armatures;

f_{su} et ϵ_{su} sont la contrainte maximale et la déformation correspondante;

f_{sb} et ϵ_{sb} sont la contrainte de la rupture et la déformation correspondante.

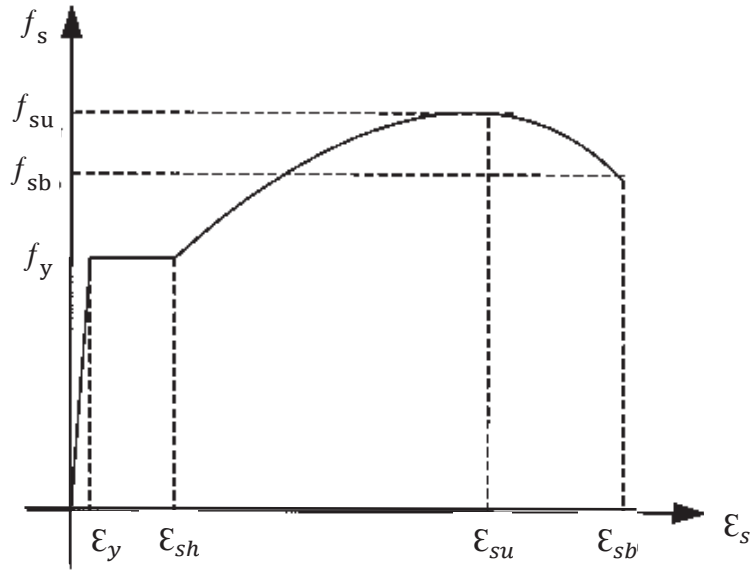


Figure 2.5 : courbe contrainte-déformation de l'acier Idéalisée [26]

$$\epsilon_{sh} = \begin{cases} 14\epsilon_y & \text{pour classe 40} \\ 5\epsilon_y & \text{pour classe 60} \end{cases} \quad (2.14)$$

$$\epsilon_{su} = \begin{cases} 0.14 + \epsilon_{sh} & \text{pour classe 40} \\ 0.12 & \text{pour classe 60} \end{cases} \quad (2.15)$$

La forme non linéaire suivante est utilisée pour la portie d'écrouissege [26]:

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{pour } \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \quad (2.16)$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.17)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (2.18)$$

$$f_{su} = 1.5f_y \quad (2.19)$$

Pour les deux porties écrouissege et adoucissement, Holzer et al. [27] ont proposé l'expression suivante:

$$f_s = f_y \left[1 + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \left(\frac{f_{su}}{f_y} - 1 \right) \exp \left(1 - \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right) \right] \quad \text{pour } \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sb} \quad (2.20)$$

2.2.5. Loi de comportement de l'acier d'après le règlement du béton algérien CBA 93

Le code Français (BAEL91) [28] et le code du béton Algérien (CBA-93) [22] adoptent, à l'état ultime, un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini à la figure 2.6 par une déformation à la fin de la phase élastique ϵ_{se} égale à σ_s/E_s , et une déformation ultime ϵ_s égale à 10 ‰ la contrainte dans les armatures σ_s égale à f_e/γ_s , avec f_e est la limite d'élasticité spécifique des aciers et γ_s est un coefficient de sécurité égal à 1.15 dans les situations normales et 1 pour les situations accidentelles. E_s est le module élastique des aciers où tous les types d'armatures sont caractérisés par la même valeur de 200.000 MPa.

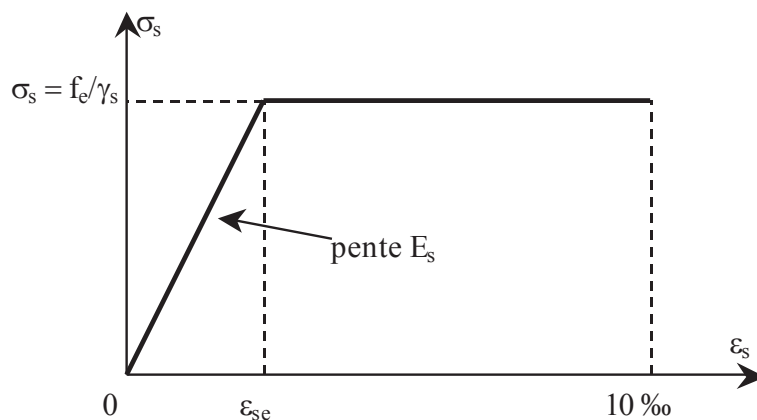


Figure 2.6 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93 [22]

2.3. METHODES D'EVALUATION DES EFFORTS RESISTANTS DES FÛTS

2.3.1. Efforts résistants des fûts non confinés

Davalth et Madugula (1988) [29] ont développé une procédure numérique pour l'analyse et la conception des sections circulaires en béton armé soumises à une charge axiale et un moment fléchissant en utilisant la théorie proposée par le code ACI 318-83 [30]. Ils ont supposé que les équations d'équilibre sont complexes à cause du type de la section et la position discrète des armatures. Les hypothèses utilisées sont :

- 1- la déformation dans les armatures et le béton sont supposées directement proportionnelle à la distance de l'axe neutre.
- 2- la déformation maximale dans la fibre extrême du béton comprimé est égale à 0,003.
- 3- La courbe contrainte-déformation pour les armatures est parfaitement élasto-plastique (§2.2.5).

4- le béton tendu est négligeable.

5- La relation entre la distribution des contraintes en compression et de déformation du béton est supposée rectangulaire pour satisfaire les prescriptions du code ACI 318-83[30].

6- la résistance de calcul est déterminée soit lorsque la déformation de compression du béton atteint 0,003, soit lorsque la déformation maximale dans les armatures tendues est égale à la valeur limite spécifiée par le code ACI.

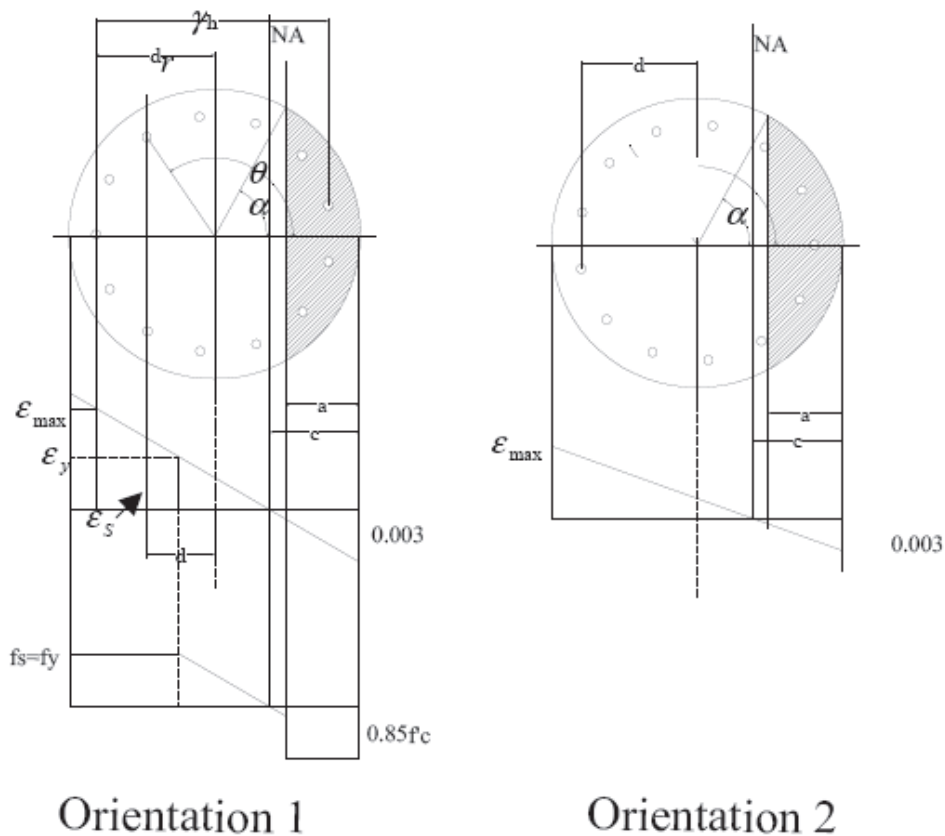


Figure 2.7 : Deux cas de section circulaire en fonction de l'analyse Davalgh Madugula [29]

L'équation d'équilibre des forces agissant sur la section transversale du fût, s'écrit :

$$P_n = P_c + P_s \tag{2.21}$$

Où P_n est la charge axiale nominale de la section, P_c est la charge nominale de compression du béton, et P_s est la charge axiale nominale des armatures. Ces deux charges sont exprimées par :

$$P_c = 0.85f'_c \left[\frac{h^2}{8} (2\alpha - \sin 2\alpha) - \sum_1^{n_c} A_b n_b \right] \quad (2.22)$$

$$P_s = \sum_1^{n_r} f_s A_b n_b \quad (2.23)$$

où h est le diamètre de la section circulaire,

α est une moitié de l'angle entre le centre de la section transversale du bloc contrainte de compression en béton (voir figure 2.7),

A_b est la section transversale de chaque barre d'armature,

n_b est le nombre de barres d'armatures dans chaque ligne parallèle à l'axe du moment, et n_c est le nombre de lits des barres d'armatures dans la zone du bloc de contrainte compression du béton.

Le moment fléchissant nominal M_n égal moment fléchissant nominal M_c des contraintes du béton et le moment fléchissant nominal M_s résultant des efforts des armatures. Ces moments sont exprimés par :

$$M_n = M_c + M_s \quad (2.24)$$

$$M_c = 0.85f'_c \left[\frac{h^2}{12} \sin^3 \alpha - \sum_1^{n_c} A_b n_b \frac{\gamma h}{2} \cos \theta \right] \quad (2.25)$$

$$M_s = \sum_1^{n_r} f_s A_b n_b \frac{\gamma h}{2} \cos \theta \quad (2.26)$$

Où

θ est l'angle entre la ligne radiale via la barre d'armature et la ligne perpendiculaire à l'axe du moment, et γh est le diamètre des armatures du cerceau. \mathcal{E}_s la déformation et f_s la contrainte dans n'importe quelle barre d'armature lorsque la déformation maximale du béton est égal à 0,003:

$$\mathcal{E}_s = \frac{0.003(d+0.5h-c)}{c} \quad (2.27)$$

$$f_s = \frac{87(d+0.5h-c)}{c} \quad f_s < f_y \quad (2.28)$$

Où d est la distance entre les barres d'armatures à partir de l'axe du moment.

La déformation et la contrainte dans n'importe quelle barre lorsque la contrainte maximale dans la barre d'armature est égale à la valeur limite spécifiée par le concepteur, et la déformation maximale dans le béton est inférieure à 0,003:

$$\mathcal{E}_s = \frac{\mathcal{E}_{max}(d+0.5h-c)}{(d_r+0.5h-c)} \quad (2.29)$$

$$f_s = \frac{29000 \mathcal{E}_{max}(d+0.5h-c)}{(d_r+0.5h-c)} \quad f_s < f_y \quad (2.30)$$

La déformation de traction maximale dans les barres est donnée par:

$$\mathcal{E}_m = \frac{0.003(d_r+0.5h-c)}{c} \quad (2.31)$$

Où d_r est la distance entre la barre d'armature la plus éloignée sur le côté tendue à l'axe du moment, et l'angle α est donné par:

$$\alpha = \cos^{-1} \left[1 - \frac{0.003\beta_1(d_r+0.5h)}{0.5h_{(max+0.003)}} \right] \quad (2.32)$$

Où β_1 est un facteur défini à l'article 10.2.7.3 de l'ACI 318-83 [30].

2.3.2. Efforts résistants des fûts confinés latéralement

Sur la base de l'étude théorique du modèle Mander [31] présentée précédemment, pour le béton soumis à des charges de compression uni axiale et confinées par des armatures transversales, Samra, Deeb et Madi 1996 [32] ont dérivé une méthode théorique pour générer les caractéristiques du diagramme moment courbure.

2.3.2.1. Facteurs pris en compte

Les facteurs pris en compte sont :

- 1 - Le niveau de l'excentricité e de la charge axiale sur le fût ;
- 2 - Le pourcentage des armatures longitudinales ρ_{ls}
- 3 - La valeur du facteur de ductilité en courbure nécessaire à atteindre φ_u/φ_y . Où

φ_u est la courbure ultime, et φ_y la courbure à la fin de la phase élastique.

4- les résistances du béton f'_c et de l'acier f_y .

2.3.2.2. Hypothèses utilisées

Hypothèses utilisées dans cette méthode sont les suivantes:

- 1 – la section plane reste plane après la déformation ;
- 2 – le modèle de Mander et al. [33] est utilisé pour le béton confiné par spirale.
- 3 - La résistance à la traction du béton est négligée.
- 4-L'acier est linéairement élastique jusqu'à l'écoulement, puis l'écrouissage est considéré.

2.3.2.3. Méthode d'analyse

La méthode d'analyse est résumée dans les étapes suivantes:

- 1- Le calcul de la déformation du béton de l'enrobage et la déformation maximale est basé sur le modèle Mander ;
- 2 - Pour la compatibilité, les déformations sont celles de la fibre extrême du béton comprimé ϵ_{cm} et la profondeur de la zone de compression c .
- 3 - la théorie des triangles semblables est utilisée dans le diagramme des déformations pour trouver la déformation dans chaque barre longitudinale, puis on calcule la contrainte f_{si} et la force pour chaque barre. On divise le béton comprimé en deux parties, une partie confinée et l'autre non confinée, et on divise aussi la section en petits lits rectangulaires, et on calcule la force du béton pour chaque lit, puis on somme les forces afin d'avoir la force de béton C_c et le moment des armatures X_c .

Les équations d'équilibre de la force P et du moment M et la courbure Φ sont exprimées par:

$$P = C_c + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \tag{2.33}$$

$$M = C_c \left(\frac{D}{2} - X_c \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{D}{2} - d_i \right) \tag{2.34}$$

$$\Phi = \frac{\epsilon_{cm}}{c} \tag{2.35}$$

Où D est le diamètre du fût, A_{si} est la section de chaque barre et d_i représente l'emplacement de chaque barre.

2.4. DUCTILITE DE LA STRUCTURE

En se rapportant à un système équivalent à un degré de liberté, ayant une relation force-déplacement élasto-plastique idéalisée comme indiqué dans la Figure 2.8, la valeur de calcul de la ductilité de la structure (ductilité en déplacement disponible) est définie comme le rapport entre le déplacement à l'état limite ultime (d_u) et le déplacement correspondant à la limite élastique (d_y), tous deux étant mesurés au centre de la masse, c'est - à - dire :

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \tag{2.36}$$

La force constante maximale du diagramme élasto-plastique global est supposée égale à la force résistante de calcul F_{Rd} . Le déplacement correspondant à la limite élastique est choisi de manière à obtenir la meilleure approximation possible de la courbe de calcul (pour des chargements répétés) jusqu'à la valeur de F_{Rd} .

Le déplacement ultime (d_u) est défini comme le déplacement maximal qui satisfait aux conditions suivantes ; la structure est capable de supporter au moins 5 cycles complets de déformation jusqu'au déplacement ultime sans produire de défaillance des armatures de confinement pour les sections en béton armé, ou d'effet de flambement local pour des sections en acier et aussi sans diminution de la force résistante pour les éléments ductiles en acier, et sans diminution dépassant $0,20F_{Rd}$ pour les éléments ductiles en béton armé (voir Figure 2.9), ainsi que pour les éléments en acier soumis au voilement local.

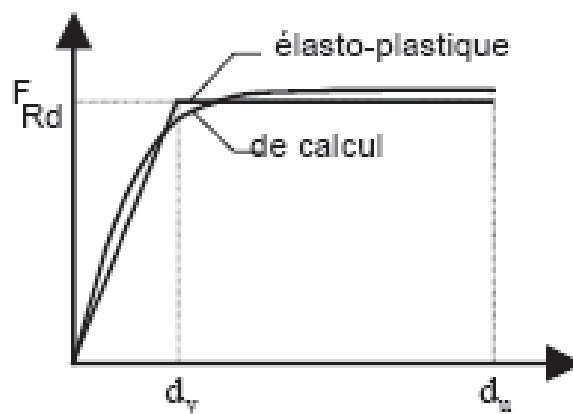


Figure 2.8 : Diagramme force-déplacement global [2]

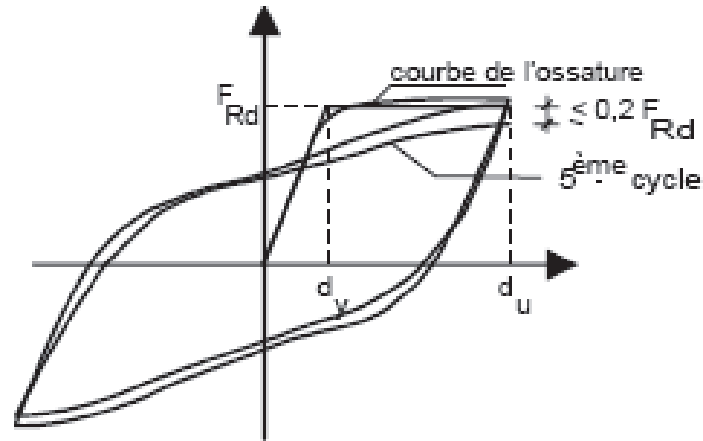


Figure 2.9 : Cycles force-déplacement [2]

2.4.1. Ductilité locale aux rotules plastiques

La ductilité de la structure dépend de la ductilité locale disponible aux rotules plastiques (voir Figure 2.10) exprimée comme ductilité en courbure de la section transversale :

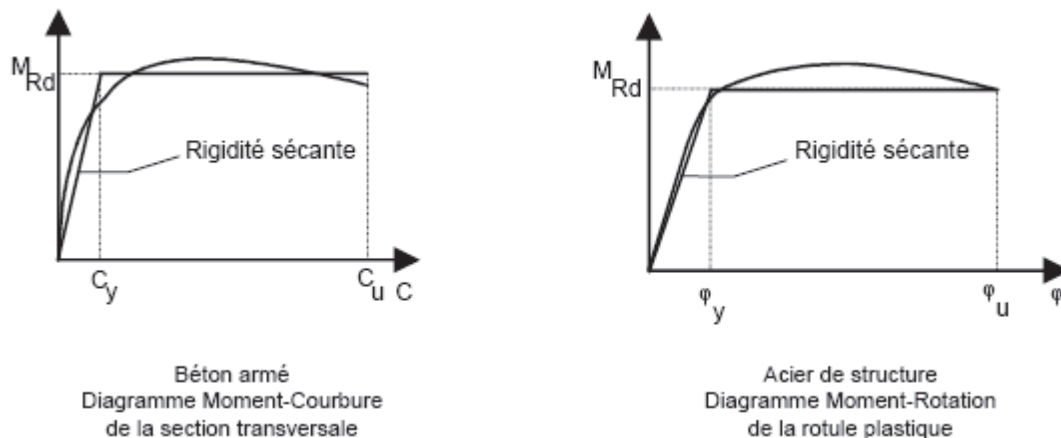


Figure 2.10 : Diagrammes moment-déformation aux rotules plastiques [2]

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{2.37}$$

2.4.2. Relation entre les ductilités en déplacement et en courbure

Faisant l'hypothèse que :

- le déplacement horizontal au centre des masses du tablier est dû uniquement déformation d'une pile en console, parfaitement encastree, de longueur L et
- L_h représente la longueur de la rotule plastique développée à la base de la pile ;

la ductilité en courbure requise pour la rotule correspondant à une ductilité en déplacement de la structure μ_d , est [2]:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0.5\lambda)} \quad (2.38)$$

où :

$$\lambda = \frac{L_h}{L} \quad (2.39)$$

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \quad (2.40)$$

Dans les sections en béton armé, où la ductilité en courbure est utilisée comme mesure de la ductilité de la rotule plastique, la valeur de λ est influencée par des effets comme l'allongement et le glissement de l'armature dans la zone adjacente, la fissuration inclinée due à l'interaction cisaillement-flexion, etc. Les expressions suivantes ne sont données qu'à titre d'estimations indicatives, puisque à ce jour on ne dispose d'aucune méthode généralement acceptable.

$$L_h = 0.08L + 0.022D_s f_y \quad (2.41)$$

ou :

$$L_h = (0.4 \text{ à } 0.6)h \quad (2.42)$$

où :

D_s et f_y sont le diamètre et la limite élastique des armatures longitudinales exprimés respectivement en m et N/mm^2 ; et

h est l'épaisseur de la section.

Lorsqu'une partie, considérable du déplacement du tablier est due à la déformation d'autres éléments qui restent élastiques, après formation de la rotule plastique, la ductilité en courbure requise μ_{cf} est donnée par l'expression

$$\mu_{cf} = 1 + f(\mu_c - 1) \quad (2.43)$$

où :

$f = \frac{d_{tot}}{d_p}$ est le rapport du déplacement total du tablier au déplacement dû à la déformation de la pile seule, et

μ_{cf} est calculé selon l'équation (2.45).

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0.5\lambda)} \quad (2.44)$$

Remarque :

Si l'action sismique est transmise du tablier à la pile par des appareils d'appui déformables en élastomère, induisant par exemple une valeur de $f = 5$, et en supposant qu'une certaine valeur de l_c soit requise, par exemple $\mu_c = 15$, dans le cas d'un assemblage rigide entre le tablier et la pile, la valeur requise de μ_{cf} selon l'équation $\mu_{cf} = 1 + f(\mu_c - 1)$ s'élèverait à 71, ce qui n'est certainement pas possible. Il est donc évident que la grande déformabilité des appareils d'appui en élastomère, utilisés dans le même trajet de force que la pile raide, impose à l'ensemble du système un comportement pratiquement élastique.

2.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre on a expliqué d'abord, les formulations du non linéarité matériels du béton et de l'acier. Cependant, le non linéarité géométrique va faire l'objet du chapitre suivant. En second lieu, on a décrit explicitement les méthodes d'évaluation des efforts résistants des fûts de ponts en béton armé non confinés et confinés latéralement. Où les principaux facteurs considérés et les hypothèses utilisées dans cette méthode sont énumérés. Un résumé des étapes de la méthode d'analyse est présenté. Les méthodes développées dans ce chapitre sont utilisées dans le dernier chapitre pour l'analyse de la résistance et la ductilité des fûts de ponts considérés dans cette étude.

CHAPITRE 3 : METHODE D'ANALYSE NON LINEAIRE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES PONTS

3.1 INTRODUCTION

La réponse structurelle des ponts diffère de la réponse des autres structures. Premièrement, les ponts sont longitudinalement longs, et comprennent plusieurs éléments structuraux qui contribuent à la capacité de résistance du système global. Les joints intermédiaires divisent le pont en plusieurs segments structuraux avec des périodes naturelles différentes.

Deuxièmement, il existe différents éléments structuraux avec des géométries et des caractéristiques de réponse dynamique complexes. Plusieurs, de périodes naturelles étroitement espacées contribuent à la complexité de la réponse structurale.

Troisièmement, les ponts sont généralement construits sur des sites de sol mous tels que les rivières. Comme les mouvements du sol sont amplifiés dans ces sites, une plus grande attention devrait être accordée à la conception parasismique.

Quatrièmement, le degré d'indétermination statique est plus petit dans les ponts que dans les bâtiments, et par conséquent la ductilité des piliers doit être soigneusement examinée afin de prévenir l'échec lors des séismes majeurs [10].

Par ailleurs, l'analyse non linéaire du pont a pris une grande lancée à cause de la nécessité d'évaluer le comportement inélastique structurel sous des charges sismiques. Par leur simplicité, les ponts ordinaires permettent un certain degré de dommages sans s'effondrer. Pour contrôler et évaluer les dégâts, une analyse non linéaire post élastique est nécessaire [34]. Or, l'analyse non linéaire est complexe et implique plusieurs hypothèses simplifiées. Le concepteur doit bien connaître ces complexités et les hypothèses de conception des ponts sécuritaires et économiques. Plusieurs facteurs contribuent au comportement non-linéaire d'un pont. Il s'agit notamment des facteurs tels que les non linéarités matériels, déjà expliqué dans le chapitre deux, et la non linéarité géométrique, l'interaction du sol-fondation structure non linéaire, etc...

Diverses méthodes analytiques ont été développées pour prédire la réponse sismique des ponts. Les ordinateurs ont largement contribué à l'analyse des ponts endommagés durant les séismes passés, et ont fortement contribué à l'amélioration des méthodes de conception parasismique. L'objet de l'analyse non linéaire est très large et ne peut être couvert en détail dans ce chapitre [10]. Seules les non-linéarités géométriques ainsi que certaines formulations de base de l'analyse non linéaire avec leurs applications pratiques pour la conception sismiques du pont, sont présentés ici.

3.2. MODELISATION ANALYTIQUE DES ELEMENTS DU PONT

3.2.1. Système structural

Généralement, un pont est constitué d'un tablier, des piles (fûts), des culées, des fondations, des appareils d'appuis, et des joints de chaussées. Comme les caractéristiques structurales des ponts dépendent de leurs types, l'accent est mis ici sur la modélisation analytique pour montrer un pont comme une poutre (Tseng et Penzien [10]). Le système structural de ce type de pont est constitué d'un tablier à travées multiples et continu soutenu par des coussinets rigidement lié aux piles en béton armé. Les voussoirs du pont peuvent être droits, courbes ou obliques, et sont soutenus à des endroits discrets le long de son axe longitudinal. Les joints de dilatation intermédiaires divisent le pont en plusieurs segments. L'ensemble du système structural présente généralement les caractéristiques d'un portique en cadre continu espacé. Leur réponse dynamique aux excitations sismiques est de type faible mode, d'où un modèle mathématique de forme discrète peut être utilisé pour approcher le système continu. Cette forme de modélisation conduit à un système avec un nombre fini de degrés de liberté. Suite à la procédure standard par éléments finis, ces degrés de liberté sont choisis comme des déplacements nodaux du modèle éléments finis discrets. Pour un modèle en trois dimensions, chaque point nodal a généralement 6 degrés de liberté, 3 composantes de translation et de 3 trois Autier de rotation. Les contraintes internes peuvent réduire ce nombre à certains points nodaux. Pour l'analyse de la réponse dynamique, la rigidité, la masse et les propriétés d'amortissement de chaque élément fini doivent être définis de manière réaliste [10].

3.2.2. Formulation de la non linéarité géométrique

L'idéalisation des éléments finis d'un système de pont complet résulte dans une matrice de rigidité qui est un assemblage de matrices de rigidité généralisée pour les éléments individuels comme suit [10] :

$$K = \sum_{i=1}^n k_i \quad (3.1)$$

Où, K = la matrice de rigidité globale pour le système de pont entier, k_i = la matrice de rigidité de l'élément i , et N = nombre total d'éléments dans le système de pont.

Habituellement, ils sont linéaires pour l'analyse par morceaux en utilisant des raideurs tangentes à des moments distincts. Ainsi, la matrice de rigidité globale pour l'ensemble de la structure peut être écrite comme suit :

$$K_t = \sum_{i=1}^N k_{ti} \quad (3.2)$$

Où, K_t la matrice de rigidité totale au temps t , et k_{ti} matrice de rigidité de l'élément i au temps t [10].

Les non-linéarités géométriques peuvent être prises en compte dans la formulation des matrices de rigidité des éléments. La relation générale force-déplacement pour les éléments prismatiques comme le montre la figure 3.1 peut être exprimée comme suit [1]:

$$\{F\} = [K]\{D\} \quad (3.3)$$

Où $[K]$ est la matrice de rigidité, et $\{F\}$ et $\{D\}$ sont des vecteurs force et déplacement.

Pour un élément en deux dimensions, comme indiqué dans la figure 3.1a, les deux vecteurs sont exprimés par :

$$\{F\} = \{P_{1a}, F_{2a}, M_{3a}, P_{1b}, F_{2b}, M_{3b}\}^T \quad (3.4)$$

$$\{D\} = \{u_{1a}, u_{2a}, \theta_{3a}, u_{1b}, u_{2b}, \theta_{3b}\}^T \quad (3.5)$$

Et, pour un élément en trois dimensions comme le montre la figure 3.1b, ils sont exprimés par :

$$\{F\} = \{P_{1a}, F_{2a}, F_{3a}, M_{1a}, M_{2a}, M_{3a}, P_{1b}, F_{2b}, F_{3b}, M_{1b}, M_{2b}, M_{3b}\}^T \quad (3.6)$$

$$\{D\} = \{u_{1a}, u_{2a}, u_{3a}, \theta_{1a}, \theta_{2a}, \theta_{3a}, u_{1b}, u_{2b}, u_{3b}, \theta_{1b}, \theta_{2b}, \theta_{3b}\}^T \quad (3.7)$$

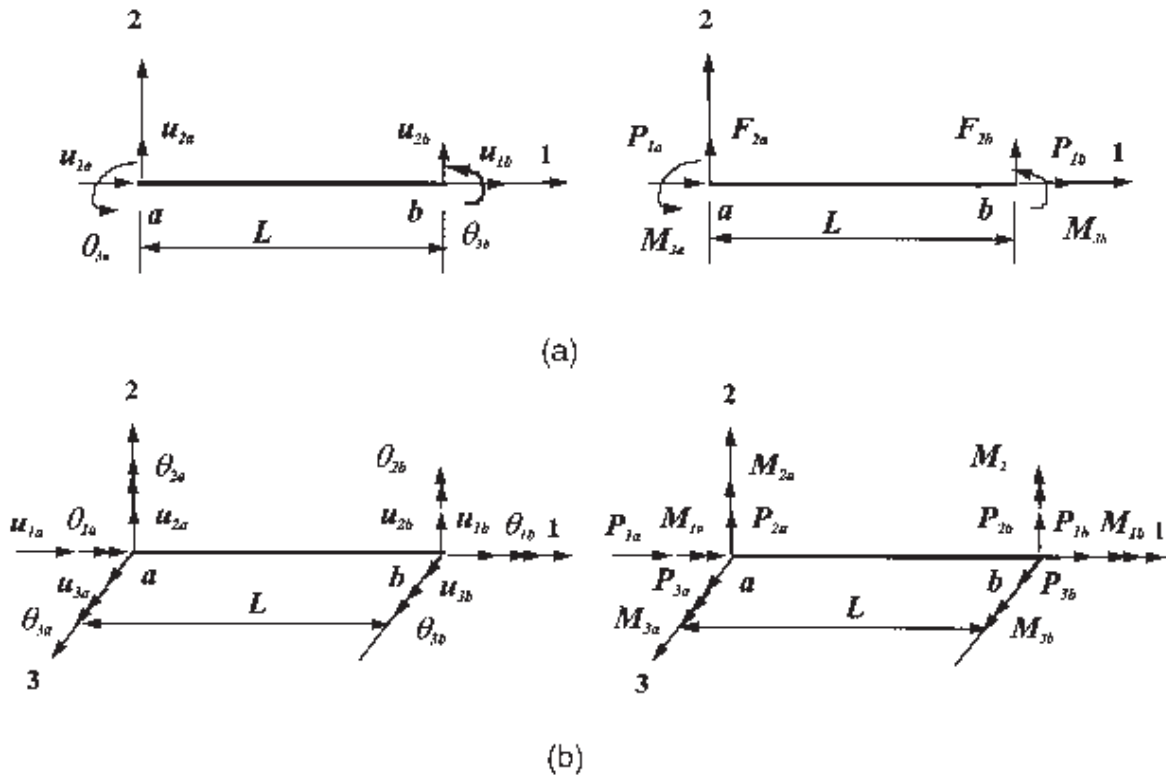


Figure 3.1 : Degrés de liberté et forces nodales pour un élément en cadre.
 (a) à deux dimensions (b) en trois dimensions. [1]

Deux séries de formulations de la matrice de rigidité.

Pour l'élément à deux dimensions [35], cette matrice est représentée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \Phi_1 & -\frac{6EI}{L^2} \Phi_2 & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \Phi & -\frac{6EI}{L^2} \Phi_2 \\ 0 & 0 & 4\Phi_3 & 0 & \frac{6EI}{L^2} \Phi_2 & 2\Phi_4 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} \Phi & \frac{6EI}{L^2} \Phi_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4\Phi_3 \end{bmatrix}$$

Et, pour un élément à trois dimensions [36], elle est formulée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} \Phi_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Phi_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \Phi_{s7} & 0 & 0 & 0 & \Phi_{s6} & 0 & -\Phi_{s7} & 0 & 0 & 0 & \Phi_{s6} \\ & & \Phi_{s9} & 0 & -\Phi_{s8} & 0 & 0 & 0 & -\Phi_{s9} & 0 & -\Phi_{s8} & 0 \\ & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \Phi_{s4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Phi_{s5} & 0 \\ & & & & & \Phi_{s2} & 0 & -\Phi_{s6} & 0 & 0 & 0 & \Phi_{s3} \\ & & & & & & \Phi_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \Phi_{s7} & 0 & 0 & 0 & -\Phi_{s6} \\ & & & & & & & & \Phi_{s9} & 0 & \Phi_{s8} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \Phi_{s4} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \Phi_{s2} \end{bmatrix}$$

3.2.2.1. Voussoir

L'analyse par éléments finis pour la détermination des efforts internes dans les bandes de poutres-caissons sous chargements localisé s'avère nécessaire dans les ouvrages d'arts. Toutefois, lorsque les charges externes sont relativement uniformément réparties, une analyse de poutre simple, comme indiqué dans la Figure 3,2 est généralement suffisante pour produire des résultats précis. Puisque pour une poutre extrêmement rigide comparativement avec les piles et les culées, la réponse du pont produit une amplitude très élevée pendant un séisme sévère, causée par les déformations dans les fûts et les culées. Le voussoir reste élastique et, par conséquent, il peut être modélisé par des éléments linéaires élastiques.

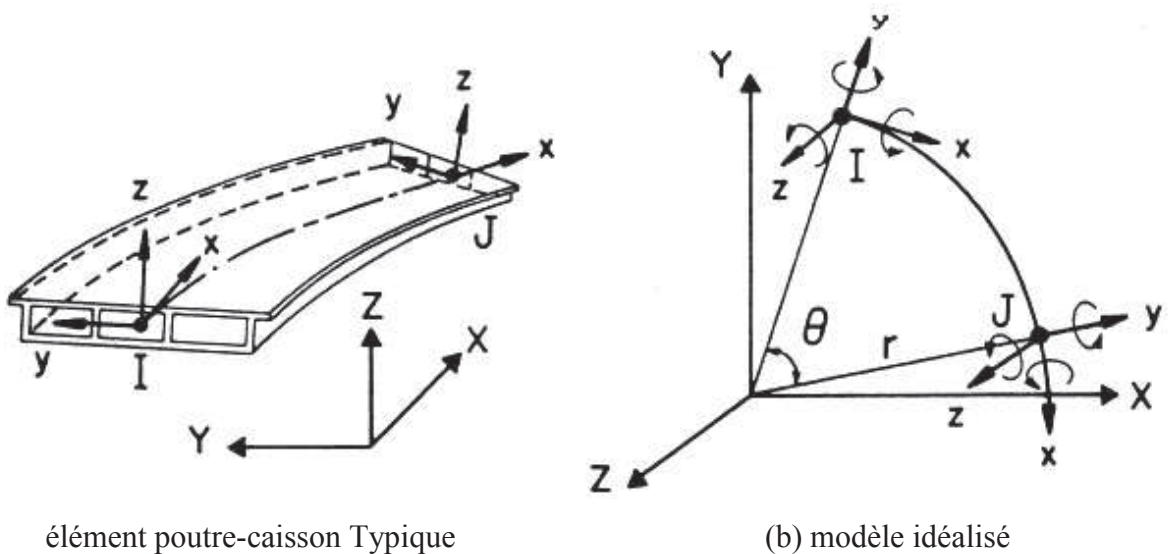


Figure. 3.2 : Modèle analytique du voussoir [10]

3.2.2.2. Fût

Le comportement de la structure de fût est généralement modélisé en utilisant des éléments poutre simple. Du fait de la réponse de grande amplitude, des déformations inélastiques couplées peuvent se produire dans ces éléments. La dégradation de rigidité après que la charge maximale est atteinte généralement est plus large dans les fûts de pont en acier que dans les fûts en béton armé bien confiné. En réalité, la modélisation du comportement hystérésis des fûts en béton armé, la dégradation de la rigidité et la perte de résistance sont les principaux enjeux (Williams et Sexsmith [10]). Par conséquent, les éléments de poutre non linéaire qui caractérisent réellement le comportement inélastique hystérétique des fûts doivent être utilisés. La figure 3.3 montre un pont à un seul degré de liberté [1].

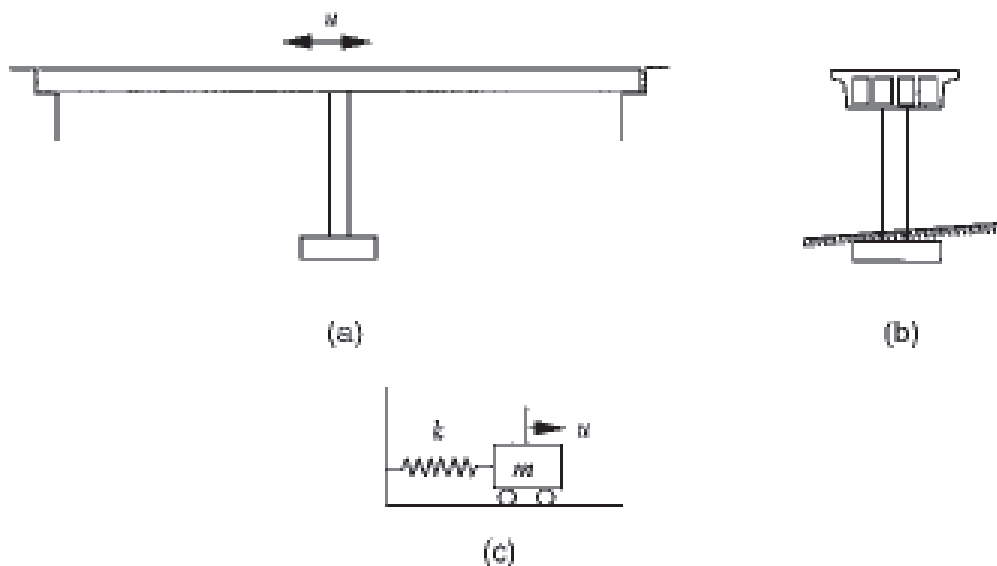


Figure 3.3: Pont à un seul degré de liberté (SDOF).

(a) schéma d'un pont à deux travées;

(b) pile avec un seul fût; (c) modèle idéalisé pour la réponse longitudinale [1].

3.2.2.3. Culées

La relation force-déplacement des culées est un problème non linéaire très complexe. Les échecs sont susceptibles d'être de type cisaillement provoquant des dommages excessifs. Dans l'idéalisation des culées par des éléments poutres, il est habituel de supposer des ressorts linéaires équivalents dans les directions longitudinales et transversales afin de simuler les contraintes sur la superstructure fournies par toute culée. Il est important de choisir la raideur du ressort de façon précise afin de permettre la distribution correcte des charges sismiques à travers les systèmes structuraux. En effet, la raideur du ressort doit refléter le comportement

dynamique du sol sous la culée, l'interaction sol et les éléments structurelles de la culée (Maroney et Chai [10]).

3.2.2.4. Fondations

Des idéalizations variées ont été développées pour les fondations. L'idéalisation complexe non linéaire utilise des modèles éléments finis. Un modèle plus simple et plus approprié se compose de 3 translations et 3 ressorts de rotation du sol, comme indiqué dans la Figure 3.4, pour connecter la base de chaque fût et la culée à une fondation rigide où l'excitation sismique est entièrement prescrite. Pour une analyse linéaire, la rigidité de ces ressorts de sol peut être évaluée en utilisant la théorie d'élasticité linéaire demi-espace (Penzien [10]). Pour une réponse de grande amplitude, les sols de fondation peuvent subir des déformations inélastiques du type hystérétique. Dans ce cas, les six ressorts du sol doivent être hystérétique non-linéaire.

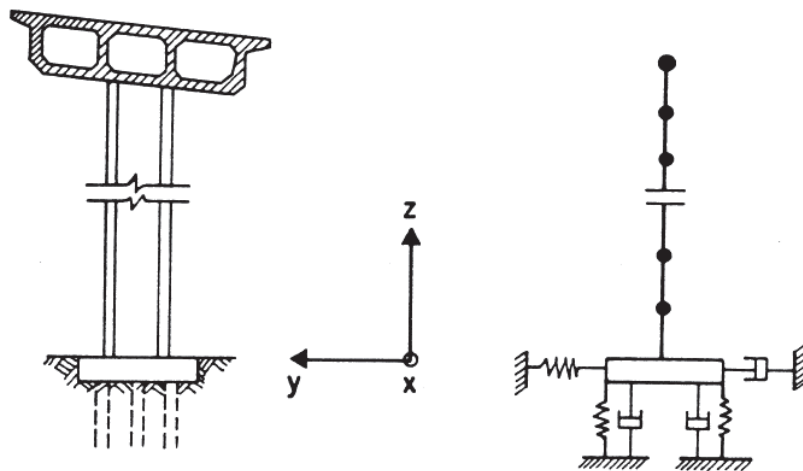


Figure 3.4 : Modèle analytique des Fondations [10].

3.2.3. Idéalisations de la masse

La masse continue du système structurel du pont est modélisée sous forme discrète en regroupant les masses des éléments aux extrémités de leurs points nodaux. Comme les forces d'inertie sont associées à un point nodal à six degrés de liberté, à chaque masse regroupée doit être attribuée un moment d'inertie approprié autour de ses axes de coordonnées propres. Il convient également de noter que lors de la conduite de l'analyse dynamique non-linéaire, la matrice de rigidité instantanée peut devenir singulière, auquel cas il est nécessaire que le moment d'inertie doit être assigné à chaque degré de liberté en rotation.

Suite à cette procédure, une matrice diagonale de masse m_i est établie pour chaque élément

i ($i = 1, 2, \dots, N$). La matrice de masse diagonale pour le système de pont complet peut ensuite être assemblée et exprimée :

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad (3.8)$$

Pour déterminer la réponse dynamique globale du pont, cette méthode de masse regroupée a été jugée tout à fait adéquate à des fins analytiques [10].

3.2.4. Idéalisations de l'amortissement

L'amortissement dans un système structurel du pont est représenté par une matrice généralisée d'amortissement liée au degré de liberté fini permis dans le modèle analytique. Cette matrice peut être dérivée par une procédure uniforme semblable à celle utilisée pour calculer la matrice de rigidité, à condition que le mécanisme d'amortissement interne au sein de chaque élément soit spécifié. La matrice d'amortissement de la structure pour un système de pont complet serait alors évaluée comme suit :

$$C = \sum_{i=1}^N c_i \quad (3.9)$$

Où c_i est la matrice d'amortissement pour l' $i^{\text{ème}}$ élément.

Pour l'analyse de réponse dynamique non linéaire, les propriétés d'amortissement visqueux d'un pont sont plus difficiles à évaluer. Il est souvent supposé comme suit :

$$C_t = \alpha M + \beta K_t \quad (3.10)$$

Où α et β sont des constantes de proportionnalité scalaire.

Dans cette relation, si la dégradation de la rigidité se produit, la matrice d'amortissement diminue. Cependant l'amortissement augmente généralement sous la condition résultant de la dissipation d'énergie hystérétique [10].

3.3. PROCÉDURE ANALYTIQUE POUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES PONTS

3.3.1. L'équation du mouvement

L'équation du mouvement pour un degré de liberté d'un système de pont exprimant l'équilibre dynamique au temps t est exprimée par :

$$M\ddot{u}_t + C_t\dot{u}_t + K_t u_t = R(t) \quad (3.11)$$

Où :

M , C_t et K_t sont la masse, l'amortissement et la matrice de rigidité, respectivement, et $R(t)$ est le vecteur de charge dynamique appliquée.

\ddot{u}_t , \dot{u}_t et u_t sont les vecteurs absolus de l'accélération, la vitesse et le déplacement respectivement.

Si le pont est soumis à des excitations d'appuis, un ensemble complet de déplacements nodaux u_t^c doit être considéré comprenant, en plus des déplacements libres du point nodal, les déplacements n_b d'appuis non-nuls.

Par conséquent, le vecteur de déplacement nodal complet peut être exprimé par :

$$u_t^c = \begin{Bmatrix} u_t \\ u_t^b \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

Où

u_t^b est un vecteur contenant les déplacements n_b d'appuis non-nuls.

Le vecteur de déplacement u_t^c peut être décomposé en pratique en un vecteur de déplacement quasi-statique u_s^c et un vecteur de déplacement dynamique u^c , c'est-à-dire :

$$u_t^c = \begin{Bmatrix} u_t \\ u_t^b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s \\ u_s^b \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u \\ u^b \end{Bmatrix} \equiv u_s^c + u^c \quad (3.13)$$

Les équations des mouvements associées à des déplacements libres de n point nodal est désormais :

$$\begin{bmatrix} M & M^b \\ (M^b)^T & M^{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_t \\ \ddot{u}_t^b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_t & C_t^b \\ (C_t^b)^T & C_t^{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_t \\ \dot{u}_t^b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_t & K_t^b \\ (K_t^b)^T & K_t^{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_t \\ u_t^b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R(t) \\ R^b(t) \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

$$[M \ M^b] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_t^b \end{Bmatrix} + [C_t \ C_t^b] \begin{Bmatrix} \dot{u}_t \\ \dot{u}_t^b \end{Bmatrix} + [K_t \ K_t^b] \begin{Bmatrix} u_t \\ u_t^b \end{Bmatrix} = R(t) \quad (3.15)$$

En remplaçant l'équation (3.13) à l'équation (3.15), on obtient :

$$M\ddot{u} + C_t\dot{u} + K_t u = R(t) - [M \quad M^b] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_t^b \end{Bmatrix} - [C_t \quad C_t^b] \begin{Bmatrix} \dot{u}_t \\ \dot{u}_t^b \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

Pour la définition du vecteur quasi-statique u_s , on écrit :

$$K_t u_s + K_s^b u_s^b = 0 \quad (3.17)$$

Par conséquent, u_s peut être obtenu directement comme :

$$u_s = -K_t^{-1} K_t^b u_s^b \equiv -B_t u_s^b \quad (3.18)$$

où $B_t \equiv K_t^{-1} K_t^b$ est une matrice des coefficients d'influence quasi-statique résultant des déplacements n^b . Si le système est linéaire, tous les coefficients de B_t sont invariants dans le temps.

Habituellement la durée d'amortissement sur le côté droit de l'équation (3.16) est de petite taille que les termes d'inertie et donc peut être négligé de l'équation sans introduire une erreur importante.

Par conséquent, après avoir remplacé l'Eq. (3.18) dans l'Eq (3,16), l'équation du mouvement est réduite sous la forme :

$$M\ddot{u} + C_t\dot{u} + K_t u = R(t) + M B_t \ddot{u}_s^b \quad (3.19)$$

Où \ddot{u}_s^b est un vecteur contenant les excitations de soutien prescrit.

3.3.2. Excitation du Support multiple

Vu que le pont a un axe longitudinal important, le mouvement du sol à chaque support ne sera pas identique. Par conséquent, l'excitation du sol correspondant à chacun des déplacements de soutien n_b est prescrite par un vecteur $\ddot{u}_g^m(t)$, le vecteur dans l'Eq. (3.19) est exprimée par :

$$\ddot{u}_s^b = \ddot{u}_g^m(t) \quad (3.20)$$

Et, l'équation du mouvement devient :

$$M\ddot{u} + C_t\dot{u} + K_t u = R(t) + MB_t\ddot{u}_g^m(t) \quad (3.21)$$

3.3.3. Excitation du support rigide

Lorsque l'excitation du sol à tous les supports le long du système de pont est identique et est prescrite d'un vecteur d'accélération rigide \ddot{u}_g^r constitué de trois composantes de translation \ddot{u}_{gX} , \ddot{u}_{gY} et \ddot{u}_{gZ} , mesurées le long de leurs axes globaux correspondants X, Y et Z, c'est-à-dire :

$$\ddot{u}_g^r = \begin{pmatrix} \ddot{u}_{gX} \\ \ddot{u}_{gY} \\ \ddot{u}_{gZ} \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

L'équation du mouvement devient :

$$M\ddot{u} + C_t\dot{u} + K_t u = R(t) + MB^r\ddot{u}_g^r(t) \quad (3.23)$$

Dans cette équation, la matrice B^r est définie par la relation :

$$B^r \equiv [b_X^r \quad b_Y^r \quad b_Z^r] \quad (3.24)$$

Où les vecteurs b_X^r , b_Y^r et b_Z^r ont chacun n composantes.

Ces composantes représentent les déplacements nodaux correspondant à la translation de la base rigide dans les directions globales X, Y et Z, respectivement, égal à l'unité alors que tous les autres composants sont égaux à zéro.

3.3.4. Analyse de la réponse dynamique non linéaire

Lorsque le système structurel est non linéaire, l'équation couplée du mouvement, (3.11), doit être résolue en utilisant la méthode d'intégration pas à pas.

Considérant l'intervalle du temps Δt au temps t et supposant que les matrices de rigidité et d'amortissement au temps t , K_t et C_t , peuvent être appliquées sur l'intervalle de temps complet, on obtient les équations du mouvement dans la forme progressive :

$$M\Delta\ddot{u}(t) + C_t\Delta\dot{u}(t) + K_t\Delta u(t) = \Delta R(t) + MB\Delta\ddot{u}_g(t) \quad (3.25)$$

Où

$$\begin{cases} \Delta\ddot{u}(t) = \ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t) \\ \Delta\dot{u}(t) = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t) \\ \Delta u(t) = u(t + \Delta t) - u(t) \end{cases} \quad (3.26)$$

et

$$\begin{cases} \Delta R(t) = R(t + \Delta t) - R(t) \\ \Delta\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_g(t + \Delta t) - \ddot{u}_g(t) \end{cases} \quad (3.27)$$

Dans la méthode de Newmark généralisée (Newmark [10]), les approximations suivantes pour les vitesses et les déplacements nodaux sont supposées :

$$\begin{cases} \dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \delta)\ddot{u}(t) + \delta\ddot{u}(t + \Delta t)] \\ u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \sigma\right)\ddot{u}(t) + \sigma\ddot{u}(t + \Delta t) \end{cases} \quad (3.28)$$

Où les paramètres δ et σ peuvent être choisis pour donner la stabilité et la précision nécessaire à l'intégration.

Lorsque $\delta = 1/2$ et $\sigma = 1/6$, les approximations correspondent à la méthode d'accélération linéaire, et quand $\delta = 1/2$ et $\sigma = 1/4$, ces approximations correspondent à la méthode d'accélération constante.

Bien que la méthode d'accélération linéaire soit conditionnellement stable, selon Δt , la méthode d'accélération constante est inconditionnellement stable pour toute valeur de Δt (Bathe and Wilson [10]).

L'approximation donnée par l'équation (3.27) peut être exprimée sous la forme incrémentale :

$$\begin{cases} \Delta\ddot{u}(t) = C_1\Delta u(t) - C_3\dot{u}(t) - C_4\ddot{u}(t) \\ \Delta\dot{u}(t) = C_2\Delta u(t) - C_4\dot{u}(t) - C_5\ddot{u}(t) \end{cases} \quad (3.29)$$

où $C_1 = 4/\Delta t^2$, $C_2 = 2/\Delta t$, $C_3 = 4/\Delta t$, $C_4 = 2$ et $C_5 = 0$ pour la méthode d'accélération constante, et où $C_1 = 6/\Delta t^2$, $C_2 = 3/\Delta t$, $C_3 = 6/\Delta t$, $C_4 = 3$ et $C_5 = \Delta t/2$ pour la méthode d'accélération linéaire.

En remplaçant l'équation (3.29) dans l'équation (3.25), on obtient :

$$\tilde{K}_t \Delta u(t) = \Delta \tilde{R}(t) \quad (3.30)$$

Où

$$\tilde{K}_t = C_1 M + C_2 C_t + K_t \quad (3.31)$$

Et

$$\Delta \tilde{R}(t) = \Delta R(t) + MB \Delta \ddot{u}_g(t) + \{C_3 M + C_4 C_t\} \dot{u}(t) + \{C_4 M + C_5 C_t\} \ddot{u}(t) \quad (3.32)$$

L'équation (3.30) peut être résolue pour $\Delta u(t)$, et l'équation (3.29) peut être utilisée pour obtenir $\Delta \dot{u}(t)$ et $\Delta \ddot{u}(t)$.

Les déplacements, vitesses et accélérations au temps $(t + \Delta t)$ peuvent être obtenus par l'équation (3.26).

Le déplacement $u(t + \Delta t)$ est utilisé pour calculer les vecteurs des forces internes et la matrice de rigidité de la nouvelle tangente $K_{t+\Delta t}$ pour chaque élément non linéaire dans le système de pont. La nouvelle matrice de rigidité tangente totale $K_{t+\Delta t}$ est alors obtenue par la procédure de l'assemblage standard.

3.3.5. Evaluation de la solution

Une mesure de la façon dont l'équilibre dynamique au temps $t + \Delta t$ est satisfait par la solution approchée de l'équation (3.25) peut être exprimée par la force résiduelle $\delta R_{t+\Delta t}$. Les corrections de la solution en utilisant l'équation (3.25) peuvent alors être données en comparant le rapport des forces résiduelles et les forces externes Δ_p avec une tolérance spécifique Δ_{ps} en utilisant la relation :

$$\Delta_p = \frac{\|\delta R_{t+\Delta t}\|}{\|R_{t+\Delta t}\| + \|R_{t+\Delta t} - \delta R_{t+\Delta t}\|} \leq \Delta_{ps} \quad (3.33)$$

Où

$$\delta R_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} - M\ddot{u}_{t+\Delta t} - C\dot{u}_{t+\Delta t} - F_{t+\Delta t}^S \quad (3.34)$$

Et, $F_{t+\Delta t}^S$ est la force de rappel à l'instant $t + \Delta t$ du système total du pont.

Lorsque la précision de la solution n'est pas satisfaisante, elle peut être améliorée en utilisant des plus petits intervalles de temps.

L'équation du mouvement pour $i^{\text{ème}}$ itération d'équilibre au temps t est exprimée par :

$$M\delta\ddot{u}_t^{(i)} + C\delta\dot{u}_t^{(i)} + K_t^{(i)}\delta u_t^{(i)} = \delta R_t^{(i)} \quad (3.35)$$

où M et C sont les matrices de masse constante et d'amortissement, $K_t^{(i)}$ est la matrice de raideur tangentielle au temps t pour la $i^{\text{ème}}$ itération, $\delta\ddot{u}_t^{(i)}$, $\delta\dot{u}_t^{(i)}$ et $\delta u_t^{(i)}$ sont les accélérations, vitesses et les déplacements nodaux correctives pour la $i^{\text{ème}}$ itération, définie par :

$$\begin{cases} \delta\ddot{u}_t^{(i)} = \ddot{u}_t^{(i+1)} - \ddot{u}_t^{(i)} \\ \delta\dot{u}_t^{(i)} = \dot{u}_t^{(i+1)} - \dot{u}_t^{(i)} \\ \delta u_t^{(i)} = u_t^{(i+1)} - u_t^{(i)} \end{cases} \quad (3.36)$$

et $\delta R_t^{(i)}$ représente la force résiduelle pour la $i^{\text{ème}}$ itération donnée par :

$$\delta R_t^{(i)} = R_t - M\ddot{u}_t^{(i)} - C\dot{u}_t^{(i)} - F_t^{S(i)} \quad (3.37)$$

Si la convergence se produit, l'itération peut être poursuivie jusqu'à l'équilibre dynamique du mouvement est satisfait avec exactitude.

3.4. CONCLUSION

L'analyse non linéaire du pont nécessite d'évaluer le comportement inélastique structurel sous des charges sismiques. Or, l'analyse non linéaire est complexe et implique plusieurs hypothèses simplifiées qu'on a exposé dans ce chapitre. Il s'agit notamment des facteurs de non linéarité géométrique qu'on a montré. En outre, le principe de la méthode analytique non linéaire a été développé pour prédire la réponse sismique des ponts. Cette méthode sera appliquée dans le chapitre cinq pour la réponse à l'impact de ce mémoire, avec l'utilisation de la méthode non linéaire du SAP2000/14 concernant les ponts

**CHAPITRE 4: CRITERES DE LA RESISTANCE
ET LA DUCTILITE DES FUTS DE PONTS EN
BETON ARME SELON L'EUROCODE 8 ET
RPOA-08**

4.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre expose les critères de la résistance et la ductilité des fûts de ponts en béton armé selon l'Eurocode 8 [2] et le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'arts -2008 (RPOA-08) [3].

D'abord, on rappelle les différentes combinaisons sismiques de calcul, et les critères de résistance à savoir, les effets du dimensionnement en capacité et les effets du second ordre. Puis, on décrit les règles de vérification de la résistance des sections en béton, pour les ponts à comportement ductile ; en termes de flexion et du cisaillement des sections dans les zones de rotules plastiques et hors ces zones. Ensuite, on expose les règles concernant la ductilité des ponts, et la relation entre les différents types de ductilité. En fin, on montre l'utilité de ce chapitre dans l'analyse de la résistance et la ductilité des fûts de ponts résistants aux séismes.

4.2. COMBINAISONS SISMIQUES DE CALCUL DES PONTS

4.2.1. Règlement Eurocode 8

D'après l'Eurocode 8[2], la valeur de calcul des effets des actions E_d dans la situation de dimensionnement sismique, est déduite de la combinaison d'actions suivantes :

$$G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} \quad (4.1)$$

où :

G_k sont les charges permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;

P_k est la valeur caractéristique de la précontrainte toutes pertes déduites ;

A_{Ed} est la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

Généralement, l'action sismique de calcul A_{Ed} , est prise égale à la plus défavorable des trois combinaisons suivantes :

$$A_{Ed} = \max \begin{cases} A_{Ex} + 0.30A_{Ey} + 0.30A_{Ez} \\ 0.30A_{Ex} + A_{Ey} + 0.30A_{Ez} \\ 0.30A_{Ex} + 0.30A_{Ey} + A_{Ez} \end{cases} \quad (4.2)$$

où :

A_{Ex} , A_{Ey} et A_{Ez} sont les actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Q_{1k} est la valeur caractéristique de la charge due au trafic ;

ψ_{21} est le coefficient de combinaison pour le dimensionnement, les valeurs moyennes des actions permanentes sont identifiées par leurs valeurs caractéristiques ; les valeurs quasi permanentes des actions variables sont données par $\psi_{21} Q_{1k}$, où Q_{1k} est la valeur

caractéristique de la charge due au trafic. En général, la valeur de $\psi_{21} = 0$ doit être utilisée pour les ponts à trafic normal et les passerelles.

4.2.2. Règlement parasismique des ouvrages d'arts algérien 2008 (RPOA 2008)

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue :

La vérification des structures :

$$G + P + E + 0.4\Delta T + \psi Q \quad (4.3)$$

La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :

$$G + P + E' + 0.4\Delta T + D \quad (4.4)$$

Avec :

G : valeur nominal des charges permanentes,

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique

E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,

Q : action variables des charges d'exploitation,

ΔT : désigne les variations de température,

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

ψ : coefficient de combinaison,

$$\Psi = \begin{cases} 0.2 & \text{Pour les ouvrages routiers urbains} \\ 0.3 & \text{Pour les lignes ferroviaires} \\ 0 & \text{Pour les autres cas.} \end{cases} \quad (4.5)$$

Pour les ponts rails, la combinaison à l'ELS suivante est à considérer :

$$G + P + 0.3E + 0.3Q \quad (4.6)$$

4.3. EXIGENCE DE LA RESISTANCE

4.3.1. Effets du dimensionnement en capacité d'après Eurocode 8

D'après l'Eurocode 8[2], pour les structures à comportement ductile, les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en analysant le mécanisme plastique projeté, sous les actions permanentes et sous un certain niveau des actions sismiques. Ce niveau est celui pour lequel les rotules plastiques de flexion ont développé des moments fléchissant égaux à la résistance en flexion où surcapacité en moment M_0 , donné par la relation :

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} \quad (4.7)$$

Où

M_0 : Moment de surcapacité

M_{Rd} : est la valeur de calcul du moment de résistance à la flexion de la section, dans la direction et le sens choisis, basée sur la géométrie réelle de la section et sur la quantité et la configuration des armatures. Les valeurs de ce moment sont déterminées dans le chapitre 3 suivants les différents enregistrements sismiques

γ_0 : est le coefficient de surcapacité. Il est pris en général égal à :

$$\gamma_0 = 0.7 + 0.2q \quad (4.8)$$

Où :

q est le coefficient de comportement approprié.

Dans le cas des sections en béton armé confiné la valeur de l'effort normal normalisé est exprimée par :

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_{cc} f_{ck}} \quad (4.9)$$

$\eta_k > 0.1$ le coefficient de surcapacité

$$\gamma_0 = [1 + 2(\eta_k - 0.1)^2](0.7 + 0.2q) \quad (4.10)$$

où :

N_{Ed} est la valeur de l'effort normal au droit de la rotule plastique correspondant à la combinaison sismique de calcul, positive s'il s'agit de compression ;

A_{cc} est la surface de la section ;

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton.

Dans les éléments contenant des rotules plastiques, le moment fléchissant de dimensionnement en capacité M_c , au voisinage d'une rotule (voir Figure 4.1) ne doit pas être supposé supérieur à la valeur de calcul de la capacité de résistance à la flexion M_{Rd}

$$M_c < M_{Rd} \tag{4.11}$$

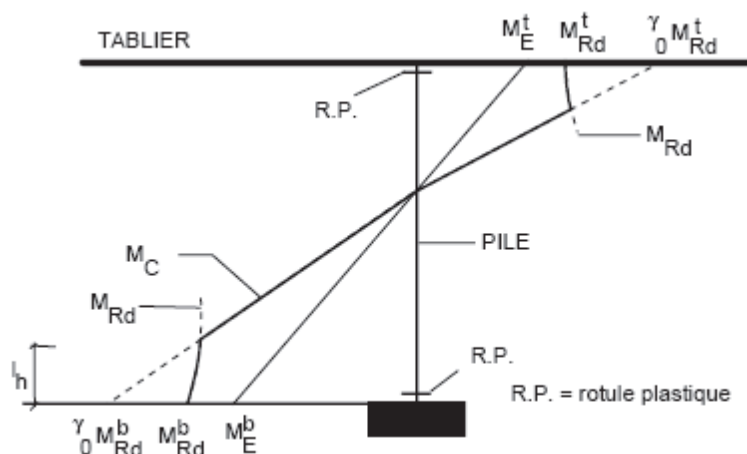


Figure 4.1 : Moments de dimensionnement en capacité dans un élément contenant une (ou des) rotule(s) plastique(s) [2]

Sur la Figure 4.1, M_E^b , M_E^t sont les moments correspondants à la combinaison sismique de calcul respectivement en bas et en haut de l'élément concerné. Les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en général dans chaque sens de l'action sismique et dans les directions longitudinale et transversale.

4.3.2. Dimensionnement en capacité d'après RPOA2008

D'après RPOA2008[3], M_d est le diagramme des moments dans les appuis du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_{ad}(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q . La valeur M_{Rd} utilisée dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q} \tag{4.12}$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), lorsque la valeur du moment fléchissant atteint son maximum

Les zones critiques englobent les zones de rotule plastique et s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

- $l_c = \lambda h$ où $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{1}{h} \right)$ avec $1 \leq \lambda \leq 2$

La longueur sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec le spectre de dimensionnement) est compris entre $0.8M_{max}$, et M_{max}

h hauteur de la section dans le sens du séisme $h=D/4$

l_c longueur critique

- l hauteur de la pile

Dans cette zone critique, on détermine le ferrailage longitudinal pour la valeur de M_{Rd} et l'effort normal concomitant le plus défavorable.

Il est important de ne pas sur dimensionner le ferrailage longitudinal de façon à ce que la rotule plastique se produise bien dans la zone critique et pas ailleurs.

En dehors de la zone critique, les dispositions constructives sont moins conséquentes et ont pour but d'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, il y a lieu de multiplier M_{Rd} en dehors des zones critiques, par un coefficient de surcapacité qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

$\gamma_o = 0,8 + 0,2q$ pour le béton

$\gamma_o = 1,2$ si $q > 1$ pour la charpente métallique

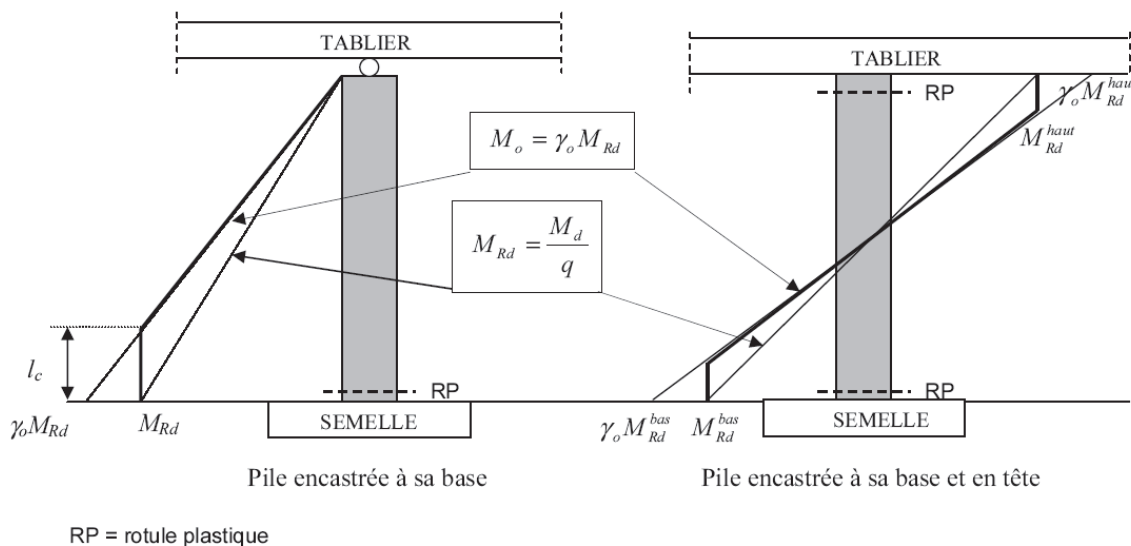


Figure 4.2 : Moments de dimensionnement en capacité [3]

On détermine le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_o . Au-delà, la surcapacité en moment d'une section doit être calculée pour

$$M_o = \gamma_o M_{Rd}$$

Sur une longueur d'au moins l_c , le ferrailage longitudinal doit rester constant et complètement actif.

La figure 4.2 donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono ou bi encastrees.

On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_{Rd} dans la zone critique : si on dépassait cette valeur, sans augmenter simultanément les moments résistants ailleurs, on pourrait développer une rotule plastique hors zone critique, là où les dispositions constructives ne le permettent pas.

Le surdimensionnement risquerait de modifier le mode de rupture pouvant basculer vers un mode fragile, avec en particulier un décalage de la ligne des moments sur une longueur environ égale à 0,8 fois la hauteur de la section.

On dimensionne les éléments à l'effort tranchant pour les sollicitations élastiques divisées par le coefficient q , multipliées par le coefficient de surcapacité γ_o , et puis par un coefficient de sécurité vis-à-vis des ruptures fragiles par effort tranchant $\gamma_o = 1.4$.

Le RPOA prévoit même, la prise en compte des effets favorables liés à la ductilité, afin de réaliser des économies a travers des facteurs de comportement.

4.3.3. Effets du second ordre

Pour les piles en béton, les effets du second ordre sont pris en compte par l'application de toute méthode validée scientifiquement. D'après l'EC8 [2], on vérifie que les valeurs de q pour les piles avec appareils d'appui en élastomère : Généralement : $q = 1$ pour les piles vérifait la relation :

$$\varphi(q) = q\lambda^2 \frac{f_{cm}}{E_i} \leq 1.8 \quad (4.13)$$

Dans le cas contraire, une valeur limitée de q notée q_l est donnée par la relation $\varphi(q_l) = 1,8$, avec une valeur plancher $q_l = 1$.

où:

λ est l'élanacement mécanique donné par la relation

$$\lambda = \frac{l_f}{r}, \quad (4.14)$$

l_f étant la longueur de flambement de la pile considérée et r le rayon de giration de la section
 f_{cm} est la contrainte moyenne de compression sous l'effet normal calculé ;

E_i est le module d'Young instantané du béton.

Il est à noter que pour les ponts irréguliers, la limitation ci-dessus est affectée à chaque appui indépendamment des autres.

Les effets du second ordre, sous combinaisons sismiques, ne sont pris en compte que si l'application des prescriptions précitées conduit à $q = 1$ ou à $q_l = 1$.

Si $\varphi \leq 1.8$, les effets du second ordre sont négligés ;

Si $1.8 < \varphi \leq 4.5$, les efforts sismiques dans l'appui concerné sont multipliés par le coefficient d'amplification :

$$\eta = 0.9 / \left(1 - \frac{\varphi}{18}\right); \quad (4.15)$$

Si $4.5 < \varphi$ une vérification particulière est nécessaire.

4.4. CRITERE DE LA RESISTANCE

4.4.1. Structures à comportement de ductilité limitée (non ductile)

Pour les fûts de ponts à ductilité limitée, on doit vérifier la condition suivante :

$$E_d \leq R_d \quad (4.16)$$

où :

E_d est l'effet de l'action de calcul sous la combinaison de charges sismiques, incluant les effets du second ordre ;

R_d est la résistance de calcul de la section.

4.4.2. Structures à comportement ductile

4.4.2.1. Résistance à la flexion des sections dans les rotules plastiques

La résistance à la flexion des sections dans les rotules plastiques doit satisfaire la relation suivante:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (4.17)$$

où :

M_{Ed} est le moment de calcul dû à la combinaison de charge sismique incluant les effets de second ordre ; et

M_{Rd} est la valeur de calcul du moment de résistance à la flexion de la section, tenant compte des valeurs concomitantes des autres sollicitations de calcul (effort normal et éventuellement moment fléchissant dans l'autre direction).

Dans tous les cas, le ferrailage longitudinal de l'élément contenant la rotule doit rester constant et complètement actif, au moins sur la longueur l_h indiquée dans la Figure 4.1.

4.4.2.2. Résistance à la flexion des sections hors des zones de rotule plastique

La résistance à la flexion des sections hors des zones de rotule plastique doit satisfaire la relation suivante :

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (4.18)$$

où :

M_C est le moment de dimensionnement en capacité

M_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance en flexion de la section, tenant compte de l'effet des valeurs concomitantes des autres sollicitations de calcul (l'effort normal et éventuellement le moment fléchissant dans l'autre direction).

4.4.2.3. Résistance à l'effort tranchant des éléments hors des zones de rotule plastique

Pour la Résistance à l'effort tranchant des éléments hors des zones de rotule plastique, on doit vérifier l'armature transversale par la relation suivante :

$$V_C \leq V_R \quad (4.19)$$

où :

V_C est l'effort tranchant résultant du dimensionnement en capacité

L'effort tranchant résistant de calcul doit être déterminé en conformité avec l'EC8 [2] comme suit :

$$V_R = V_{cd} + V_{wd} \quad (4.20)$$

$$V_{Rd2} = 0.5 f_{cd} b_w 0.9d \quad (4.21)$$

avec

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} K (1.2 + 40\rho_1) + 0.15\sigma_{cp}] b_w d \quad (4.22)$$

Dans ce cas la contrainte tangentielle égale :

$$\tau_{Rd} = 0.035 f_{ck}^{2/3} \quad (4.23)$$

$$K = 1.6 - d \geq 1 \quad (4.24)$$

le pourcentage d'armatures longitudinales tendues ; soit $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} > 0.02$

la contrainte normale moyenne due aux effets sismiques de calcul ; $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$

d est l'épaisseur de la section, en mètres ; et

V_{wd} est la contribution des armatures :

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 f_{ywd} \quad (4.25)$$

où :

A_{sw} et s sont respectivement la section et l'espacement des cadres ;

f_{ywd} est la limite élastique de l'armature d'effort tranchant ; et

b_w est la largeur de l'âme de la section.

4.4.2.4. Résistance à l'effort tranchant dans les rotules plastiques

La résistance à l'effort tranchant dans les rotules plastiques est vérifiée par la relation suivante :

$$V_c \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (4.26)$$

où :

V_{cde} est la contribution du béton après dégradation, égale à :

$$V_{cde} = \begin{cases} 0 & \text{si } \eta_k \leq 0.1 \\ 2.5\tau_{Rd} b_{wc} d_c & \text{si } \eta_k > 0.1 \end{cases} \quad (4.27)$$

avec $\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_{cc} f_{ck}}$

V_{wd} est la contribution de l'armature;

N_{Ed} est l'effort normal de calcul positif en cas de compression

A_{cc} est la surface de béton confiné (noyau) de la section.

Dans les sections circulaires, la surface effective de cisaillement $b_{wc}d_c$ peut être supposée égale à la section de béton confiné $\frac{\pi D_{sp}^2}{4}$ et d_c peut être prise égal à D_{sp} , où D_{sp} est le diamètre de la cerce.

4.4.3. Vérification au glissement sous cisaillement

La vérification au glissement sous cisaillement est obtenue par la relation :

$$V_c \leq A_v f_{yd} + \min N_{Ed} \quad (4.28)$$

où :

A_v est l'armature longitudinale totale répartie ayant une résistance de calcul égale à f_{yd} . La vérification ci-dessus (4.28) n'est pas applicable dans des éléments du type mur bas avec un rapport de cisaillement $a_s = \frac{M}{V_d} < 2.0$. Pour ces cas, qui sont très rares dans les ponts, les dispositions de l'EC8 doivent être appliquées.

4.4.4. Vérification de la résistance d'après RPOA2008

Dans un premier temps, Il y a lieu de vérifier que le sol ne présente pas de risque de liquéfaction.

4.4.4.1. Vérification de la résistance des sections

Le format général des vérifications est le suivant :

$$\gamma_0 S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d \quad (4.29)$$

Avec :

S_d sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action définie en (4.29)

$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$, dit coefficient de surcapacité, il permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure, plafonné à 1.2 pour les moments, q est le coefficient de comportement.

$\gamma_0 = 1$ pour les vérifications à la flexion dans les zones critiques des piles

γ_R permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles, ayant pour valeur :

1.4 pour tout élément ou tout raccordement (attaches, ancrages, culots, manchons de raccordement, etc...) de type fragile,

1.4 pour l'effort tranchant dans les piles,

1.0 Dans tous les autres cas,

R_d Résistance de calcul de la section.

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{c28} ou f_e par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

$\gamma_m = 1.3$ pour le béton

$\gamma_m = 1.0$ pour les armatures du béton armé

Pour la détermination de la résistance des sections, les diagrammes contraintes-déformations des matériaux sont ceux des règlements de calcul en vigueur définie dans le chapitre 2.

Ces coefficients doivent être introduits au moment de la vérification des sections selon la nature et la position de l'élément vérifié.

4.5. CRITERE DE DEPLACEMENT RESIDUEL ET DE ROTATION D'APRES LE CODE JAPONAIS

Dans le séisme de kobé en 1995 [10], de nombreuses piles en béton armé qui ont subi l'échec en flexion à leur base ne sont pas effondrées, mais se sont inclinées. Ces piles sont retrouvées avec des déplacements résiduels importants au sommet. Environ 100 piles avec une inclinaison de plus de 1 degré (1,75%) ont été démolis et de nouveaux piliers ont été construits en raison de la difficulté de fixer les superstructures de l'alignement origine et les niveaux. Les déplacements résiduels dans les piles ont été considérés comme ayant une importance secondaire par rapport à la demande de ductilité maximale dans la conception sismique des structures. Alors, ce déplacement devrait être considéré indépendamment de la ductilité maximale car un large intervalle de déplacement résiduel peut se produire pour la même demande de ductilité [10]. Par conséquent, l'exigence de déplacement résiduel d_R développé dans une pile, après un séisme était pour la première fois inclus dans les spécifications du règlement japonais après le séisme de kobé en 1995 comme suit :

$$d_R \leq d_{Ra} \quad (4.30)$$

Où

$$d_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)d_y \quad (4.31)$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} [\{S_s/(gP_a)\}^2 + 1] \quad (4.32)$$

Dans lequel d_{Ra} est le déplacement résiduel admissible,

r facteur bilinéaire défini comme étant le rapport entre le premier échec de la rigidité et le second échec de la rigidité de la pile,

c_R facteur dépendant du facteur bilinéaire r ,

μ_r facteur de ductilité de déplacement de la pile,

d_y déplacement au premier échec de la pile,

c_R est égal à 0,5 pour les piles en béton armé.

Le déplacement résiduel devient par :

$$u_{r,max} = \begin{cases} (\mu - 1)(1 - r)u_y & \text{pour } r(\mu - 1) < 1 \\ \{(1 - r)/r\}u_y & \text{pour } r(\mu - 1) \geq 1 \end{cases} \quad (4.33)$$

Le d_{Ra} représente le 1% de la distance entre le bas de la pile et le centre de gravité de la superstructure (1 dérive%).

4.6. CONDITIONS DE DUCTILITE LOCALE D'APRES L'EUROCODE 8

4.6.1. Condition de la ductilité

Le comportement ductile de la zone comprimée de béton doit être assuré le long des régions des rotules plastiques potentielles, dans lesquelles l'effort normal normalisé dépasse la limite :

$$n_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} > 0.08 \quad (4.34)$$

Le confinement de la zone comprimée est en général nécessaire.

Le confinement n'est pas requis dans les piles ayant des sections à parois minces (sections en caisson ou en I) si, sous charges sismiques ultimes, le facteur ductilité en courbure peut être:

$$\mu_c = 13 \quad (4.35)$$

la déformation maximale due à la compression du béton ε_{cu} , ne dépasse pas 0.35%

4.6.2. Dispositions constructives pour la ductilité locale

Dans le cas des zones comprimées profondes, le confinement peut être limité à la profondeur dans laquelle la déformation de compression dépasse $0,5 \varepsilon_{cu}$.

La quantité des armatures de confinement est caractérisée par le taux mécanique de ferrailage

$$\omega_{wd} = \left(P_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right) \quad (4.36)$$

Où :

P_w est le taux de ferrailage transversal. Dans le cas des sections rectangulaires, il est défini par :

$$P_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \quad (4.37)$$

où :

A_{sw} est la section totale des frettes ou des épingles dans l'une des directions du confinement
 s est l'espacement dans la direction longitudinale entre les frettes ou les épingles, et doit être:

$$s \leq \begin{cases} 6\phi_l & (\phi_l \text{ le diamètre des barres longitudinales}) \\ (1/5)b_{\min} & (b_{\min} \text{ la dimension minimale du noyau en béton}) \end{cases}$$

b est la dimension du noyau en béton perpendiculaire à la direction du confinement considéré, mesuré du côté extérieur de la frette.

L'espacement C entre les côtés des frettes («cadre» ou «étrier») ou entre les épingles transversales supplémentaires, ne doit pas dépasser

- 1/3 de la dimension minimale b_{\min} du noyau en béton,
- 350 mm.

Dans le cas des sections circulaires P_w , est défini par :

$$P_w = \left(4 \frac{A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \right) \quad (4.38)$$

où :

A_{sp} est la section des cerces ;

D_{sp} est le diamètre des cerces ;

s est l'espacement de ces cerces, soumis aux restrictions suivantes :

$$s \leq \begin{cases} 6\phi_l & (\phi_l \text{ le diamètre des barres longitudinales}) \\ (1/5)D & (D \text{ le diamètre du noyau en béton}) \end{cases}$$

4.7. CONCLUSION

Afin de vérifier les critères de la résistance et la ductilité des fûts de ponts en béton armé selon l'Euro code 8 [2] et RPOA-08[3], il est très important de rappeler ces critères en détail, ce qui est le but de ce chapitre. Les critères de résistance, de déplacement et de la ductilité vont être utilisés dans le cinquième chapitre, afin d'analyser la résistance et la ductilité des fûts des ponts de l'autoroute - tronçon Chlef.

CHAPITRE 5 : ANALYSE DE LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES FUTS DES PONTS DE L'AUTOROUTE - TRONÇON CHLEF

5.1 INTRODUCTION

Parmi les dommages graves qui peuvent engendrer des conséquences catastrophiques sur un pont, on peut citer les modes d'échecs des fûts en béton armé. Ces dommages sont contrôlés soit par la flexion pour les fûts qui n'avaient pas suffisamment de ductilité pour résister à la flexion, soit contrôlés par le cisaillement pour les fûts ayant un faible taux d'armatures transversales, ou que les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales soit courtes ou insuffisantes ; aussi les dommages contrôlés par l'ancrage de l'armature longitudinale. Dans ce chapitre, on essaye de mettre en évidence en détail les paramètres qui contrôlent ces dommages. Ce chapitre traite l'analyse de la résistance et la ductilité des fûts des ponts de l'autoroute - tronçon Chlef, sous l'action de quelques enregistrements sismiques connus. En premier lieu, on va identifier les fûts de trois ponts de l'autoroute - tronçon Chlef, sélectionnés pour cette étude. Ensuite, on va réaliser une analyse non linéaire sous enregistrement sismique détaillé de la résistance des fûts identifiés, en termes de la résistance en flexion, la capacité portante, l'effort tranchant, la déformabilité ainsi que la ductilité locale des fûts de ponts.

5.2. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SEISMES CHOISIS

5.2.1. Séisme de Boumerdes 21/05/2003

Le séisme de Boumerdes est le plus important qui a affecté l'Algérie du nord après celui d'El Asnam du 10.10.1980. Le choc principal de magnitude $M_w=6.8$ s'est produit dans la région de Zemmouri (Wilaya de Boumerdes), à 7 Km au nord de cette localité ($36.91^\circ N$, $3.58^\circ E$). Avec un foyer situé à environ 7Km de profondeur, ce séisme superficiel a donc affecté une large zone dans une direction s'étendant de Dellys à Alger. Les enregistrements sismiques (E-W) et (N-S) sont enregistrés à KEDDARA le 23 mai 2003, le pic d'accélération maximal du sol est d'environ $0,34g$ à l'instant $t=7,49s$ à partir de l'enregistrement sismique de la direction (W-E) [37].

5.2.2. Séisme de Northridge en 1994

L'accélérogramme de séisme de Northridge enregistré en Californie en 1994 ($M_w=6,7$) à la station de Lake Hugues (située à environ 50km de l'épicentre). L'accélération à laquelle sont soumis les enjeux n'est pas constante mais oscille dans le temps, et que le module de l'accélération maximale est de l'ordre de $2m.s^{-2}$, soit 0,2g environ [38].

5.2.3. Séisme d'El Centro de 19/05/1940

Le séisme d'El Centro de 19/05/1940 est l'un des plus forts tremblements de terre dans les USA. La magnitude de ce séisme est d'une valeur de 7.2. Le pic d'accélération maximale du sol est environ 0,349g à l'instant $t=2,12s$ à partir de l'enregistrement sismique de la direction (N-S). Les données sismiques de ce séisme sont largement employées dans le monde. De par leur importance, on les a utilisés pour la comparaison.

5.3. DESCRIPTION DES FÛTS DES PONTS ETUDIÉS

Le tronçon de l'autoroute de Chlef s'étalant de Boukadir à Oued fouda possède 6 ponts de différentes travées. La majorité de ces ponts sont similaires, avec une légère différence dans le site, qui n'influe pas considérablement sur le ferrailage des fûts de ces ponts. Pour cette raison, on a choisi trois ponts qu'on a estimé être les plus représentatifs dans le domaine d'engineering. Par la suite, on décrit les fûts des trois ponts sélectionnés pour la réalisation de cette étude.

5.3.1. Pont (1)

Le pont 1 est de 180 m de longueur et de 5 travées de 36 m de portée chacune. Le tablier est composé d'une série de 7 poutres en béton précontraint par post tension. Ces poutres reposent sur des appuis simples, coiffées transversalement par une dalle et reliées par des entretoises aux abouts. Les données géométriques de base nécessaires, le vue en plan, le plan de situation, le schéma de ferrailage, les armatures longitudinales et transversales avec leurs espacements pour les fûts étudiés de ce pont (1) sont présentées dans la figure 5.2 et le tableau 5.1.

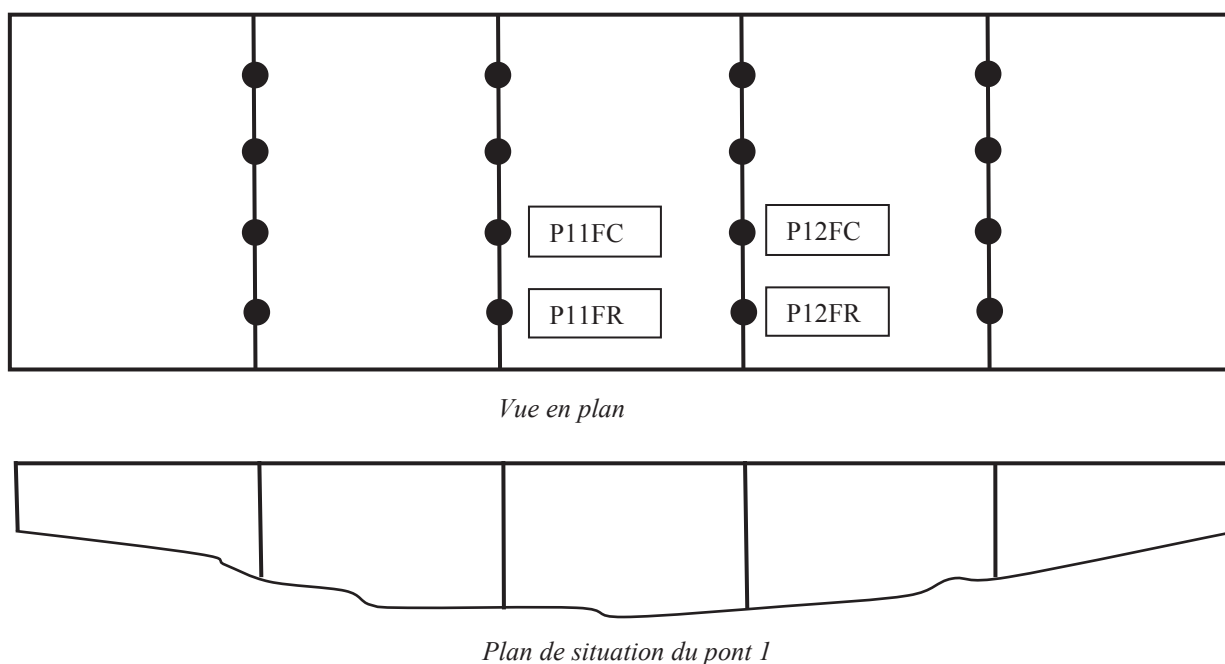


Figure 5.1 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 1

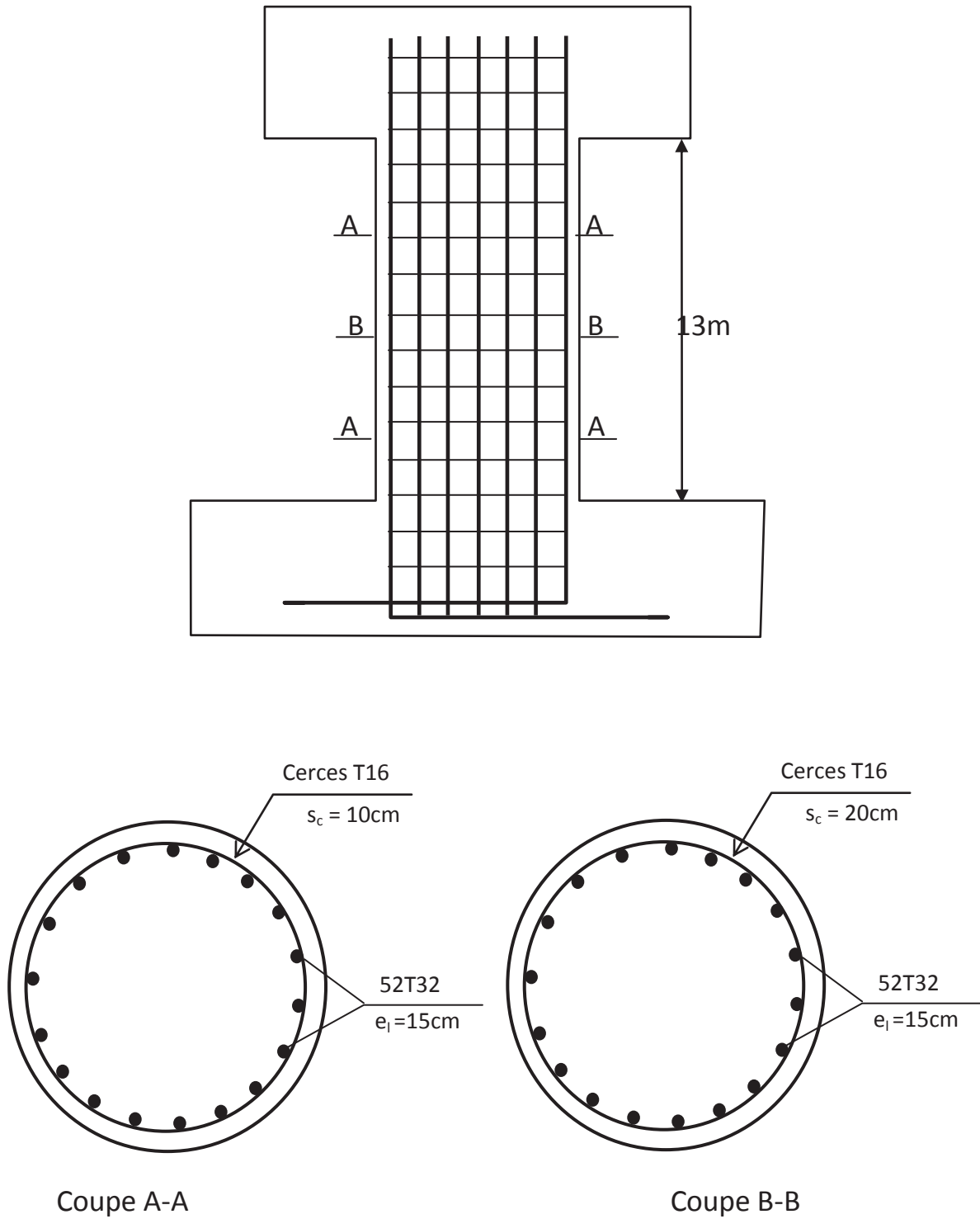


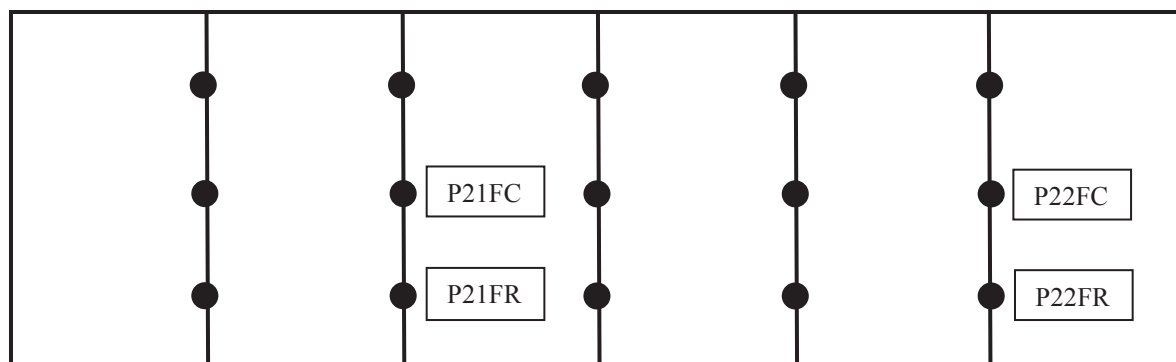
Figure 5.2. : Schéma de ferrailage du fût de pont 1

Tableau 5.1 : Données de bases du pont (1)

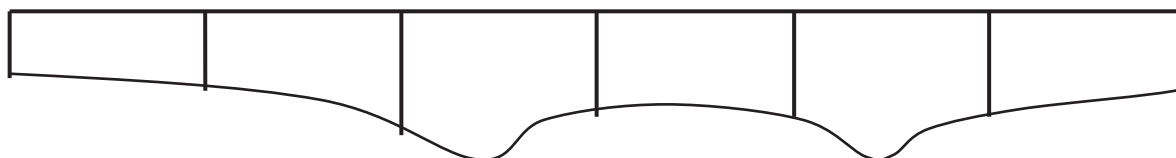
		La pile 1		La pile 2	
		Fût rive (P11FR)	Fût central (P11FC)	Fût rive (P12FR)	Fût central (P12FC)
Hauteur (cm)		1063.5	1054.5	1213.6	1204.5
Diamètres (cm)		160	160	160	160
L'enrobage (cm)		7	7	7	7
Espacement transversal (cm)	Section A-A	10	10	10	10
	Section B-B	20	20	20	20
Armatures transversales (mm ²)	Section A-A	401.92	401.92	401.92	401.92
	Section B-B	401.92	401.92	401.92	401.92
Armatures longitudinales AL	Quantité	41799.68	41799.68	41799.68	41799.68
	Pourcentage	2.08	2.08	2.08	2.08

5.3.2. Pont (2)

Le pont 2 est de 216 m de longueur, à 6 travées de 36 m de portée chacune, le tablier est composé d'une série de 7 poutres en béton précontraint par post tension, reposant sur appuis simples, coiffées transversalement par une dalle et reliées par des entretoises aux abouts, voir la figure 5.3 et le tableau 5.2 pour les données géométriques de base nécessaires et les armatures longitudinales et transversales.



Vue en plan



Plan de situation du pont 2

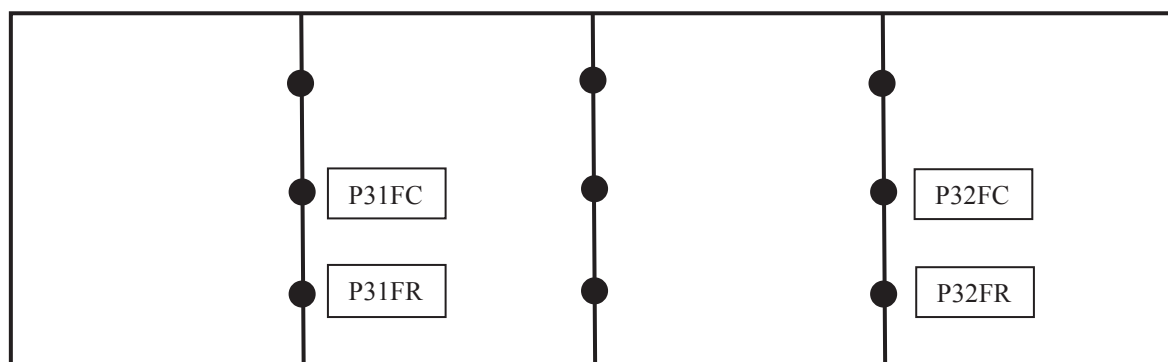
Figure 5.3 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 2

Tableau 5.2 : Données de bases du pont (2)

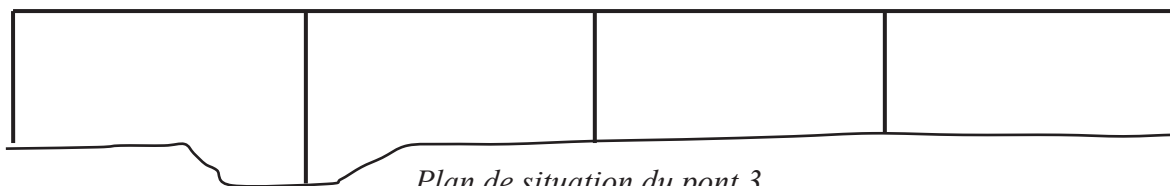
		La pile 1		La pile 2	
		Fût rive (P21FR)	Fût central (P21FC)	Fût rive (P22FR)	Fût central (P22FC)
Hauteur (cm)		677.2	665.5	966.7	954.9
Diamètres (cm)		160	160	160	160
L'enrobage (cm)		7	7	7	7
Espacement transversal (cm)	Section A-A	10	10	10	10
	Section B-B	10	10	20	20
Armatures transversales (mm ²)	Section A-A	401.92	401.92	401.92	401.92
	Section B-B	401.92	401.92	401.92	401.92
Armatures longitudinales AL	Quantité	40192	40192	41799.68	41799.68
	Pourcentage	2	2	2.08	2.08

5.3.3. Pont (3)

Le pont 3 de 144 m de longueur, à 4 travées de 36 m de portée chacune, le tablier est composé d'une série de 7 poutres en béton précontraint par post tension. La figure 5.4 et le tableau 5.3 présentent les données géométriques de base nécessaires ainsi que les armatures longitudinales et transversales.



Vue en plan



Plan de situation du pont 3

Figure 5.4 : Plan de disposition géométrique des fûts du pont 3

Tableau 5.3 : Données de bases du pont (3)

		La pile 1		La pile 2	
		Fût rive (P31FR)	Fût central (P31FC)	Fût rive (P32FR)	Fût central (P32FC)
Hauteur (cm)		1077.3	1051.5	573.3	550.9
Diamètres (cm)		160	160	160	160
L'enrobage (cm)		7	7	7	7
Espacement transversal (cm)	Section A-A	10	10	10	10
	Section B-B	20	20	10	10
Armatures transversales (mm²)	Section A-A	401.92	401.92	401.92	401.92
	Section B-B	401.92	401.92	401.92	401.92
Armatures longitudinales AL	Quantité	41799.68	41799.68	28938.24	28938.24
	Pourcentage	2.08	2.08	1.44	1.44

D'après, les données de base des trois ponts illustrés dans les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3. On constate que les dispositions constructives, concernant l'espacement des armatures transversales, le pourcentage des armatures transversales ainsi que les armatures longitudinales, et leur pourcentage vérifient largement les dispositions constructives préconisées par l'Eurocode 8 [2] et le RPOA2008 [3]. Ce qui nous permet d'éviter d'avance toutes défaillances dues aux dispositions constructives minimales qu'on a vu pendant les séismes précédents, comme montrés dans le chapitre 1.

5.4. ANALYSE DE LA RESISTANCE A LA FLEXION DES FÛTS DE PONTS

La flexion des fûts est généralement représentée par le moment fléchissant. Dans ce contexte, le comportement flexionnel des fûts des ponts identifiés dans le paragraphe 5.3 est illustré dans les figures (5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10,.....5.34), sous les différents enregistrements sismiques décrits dans le paragraphe 5.2. Ces figures présentent une confrontation entre le moment résistant expliqué dans le chapitre 2, et la variation des moments fléchissants obtenu sous les enregistrements sismiques de Boumerdes (2003), d'El Centro (1940) et de Northridge (1994). Dans la suite, on essaie d'analyser et discuter la résistance en flexion pour chaque pont.

5.4.1. Pont (1)

La Figure 5.5 présente le comportement en flexion du fût (**P11FR**) de rive du pont (1). D'après cette Figure, on constate que les moments fléchissants sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeurs absolues au moment résistant. De même sous les forts enregistrements sismiques d'El Centro.

Dans ce contexte la figure 5.6 montre clairement la variation des moments maximaux à la base du fût (**P11FR**). D'après cet histogramme, on constate que le moment résistant de ce fût en intensité égale à 1200 t.m, dépasse largement le moment maximal sous l'enregistrement sismique d'El Centro évalué à 755 t.m, et qui dépasse de 4 fois ce de Boumerdes quantifié à 188 tm. Alors qu'au milieu de ce fût, les différents enregistrements sismiques produisent presque la même valeur du moment en valeurs absolues, comme représenté dans l'histogramme 5.7. Concernant le fût central (**P11FC**) de la même pile, le même constat est observé, et le comportement en flexion de ce fût est largement vérifié.

Par ailleurs, pour la pile 2 du pont 1, malgré que la hauteur de ces deux fûts (**P12FR**, **P12FC**) augmentent de plus de 2m par rapport à la pile 1, les figures (5.11 à 5.16) montrent que le comportement en flexion de cette pile reste dans un état de sécurité, car les sections d'armatures longitudinales et transversales préconisées dans ces fûts sont identiques que celles de la pile précédente comme le montre le tableau 5.1

Par conséquent, du point de vue flexionnelle, les fûts du pont 1 présentent un bon comportement en flexion sous différents enregistrements sismiques mis en évidence.

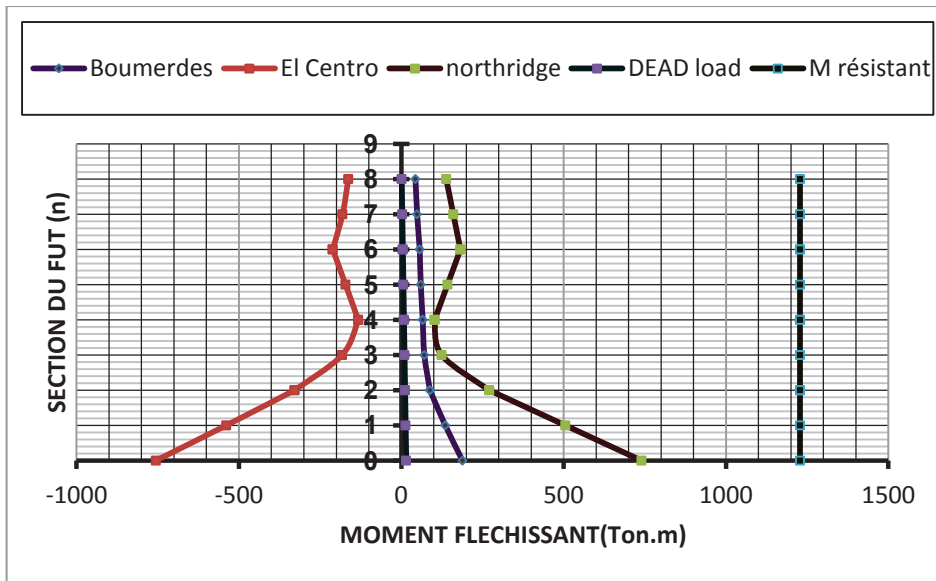


Figure 5.5 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)

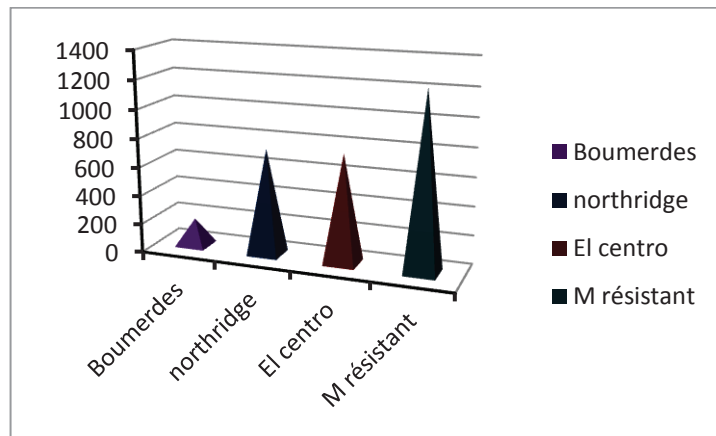


Figure 5.6 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements

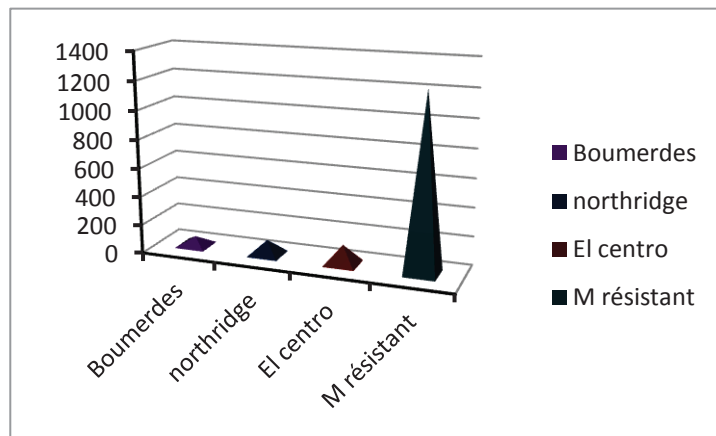


Figure 5.7 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P11FR) sous différents enregistrements

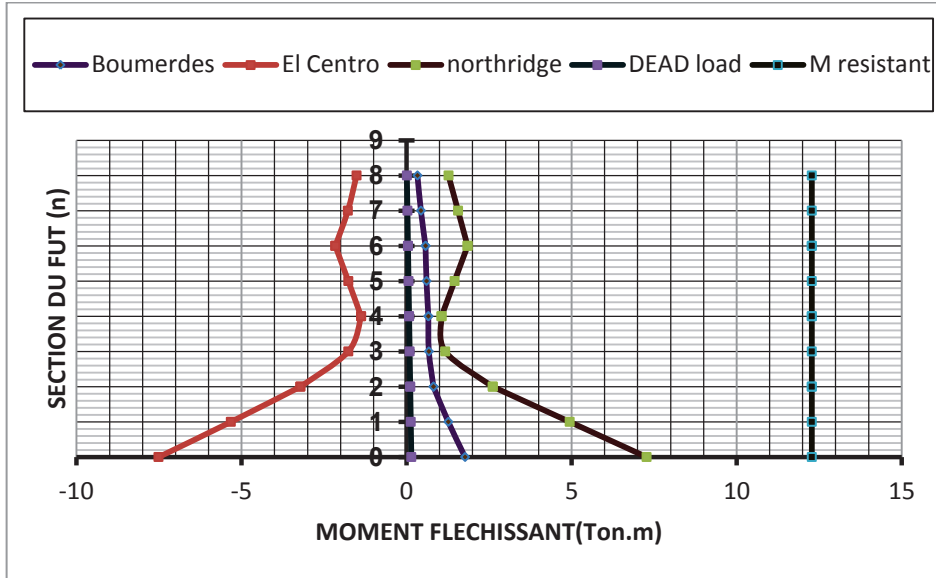


Figure 5.8 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FC)

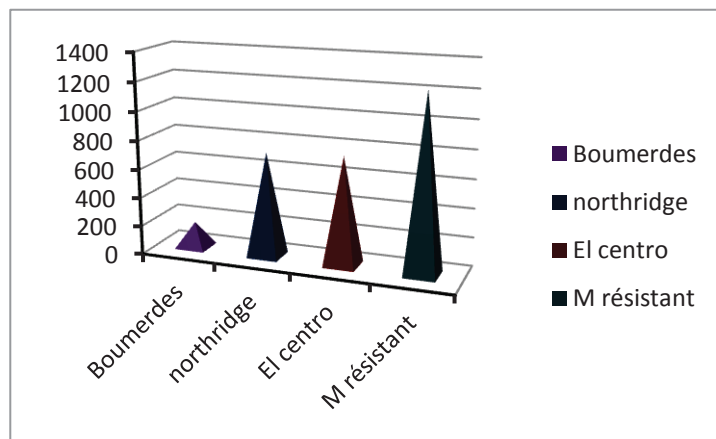


Figure 5.9 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements

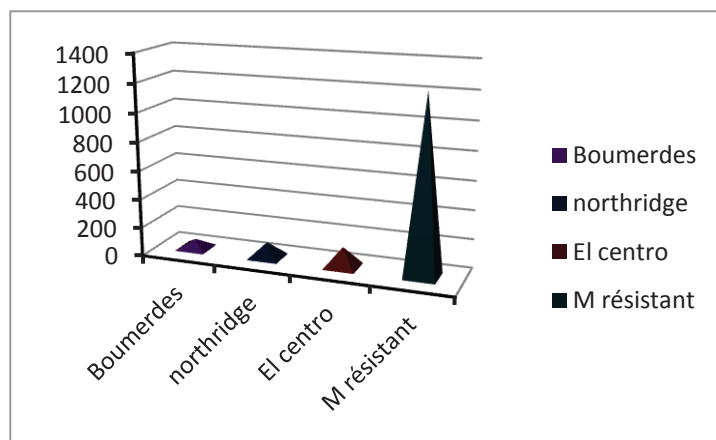


Figure 5.10 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P11FC) sous différents enregistrements

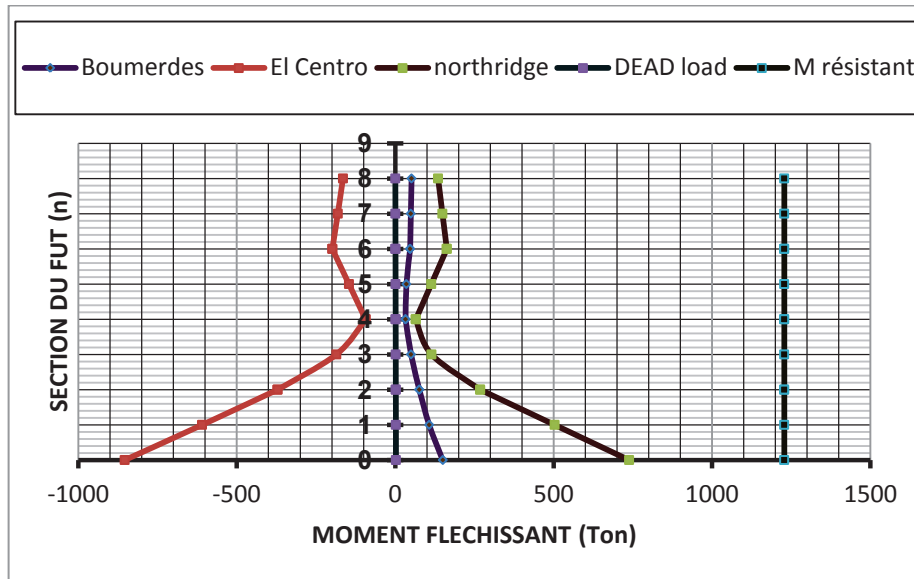


Figure 5.11 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)

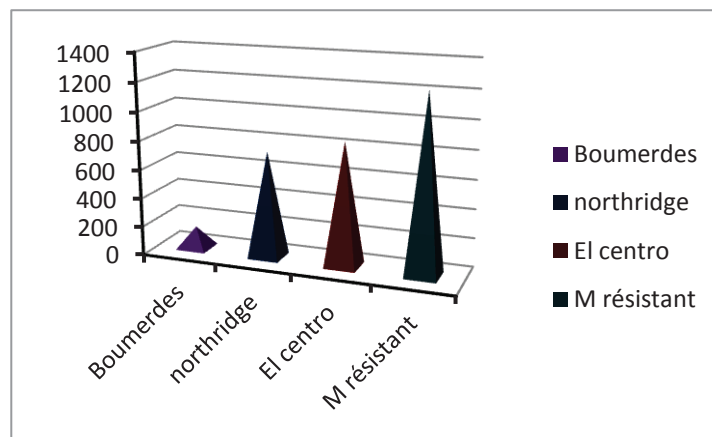


Figure 5.12 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P12FR) sous différents enregistrements

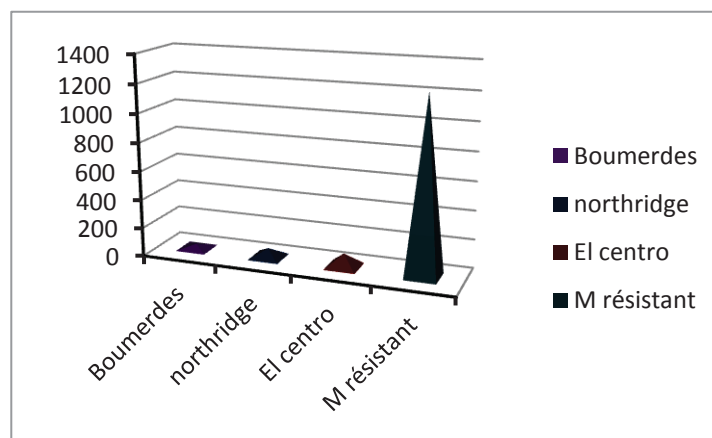


Figure 5.13 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P12FR) sous différents enregistrements

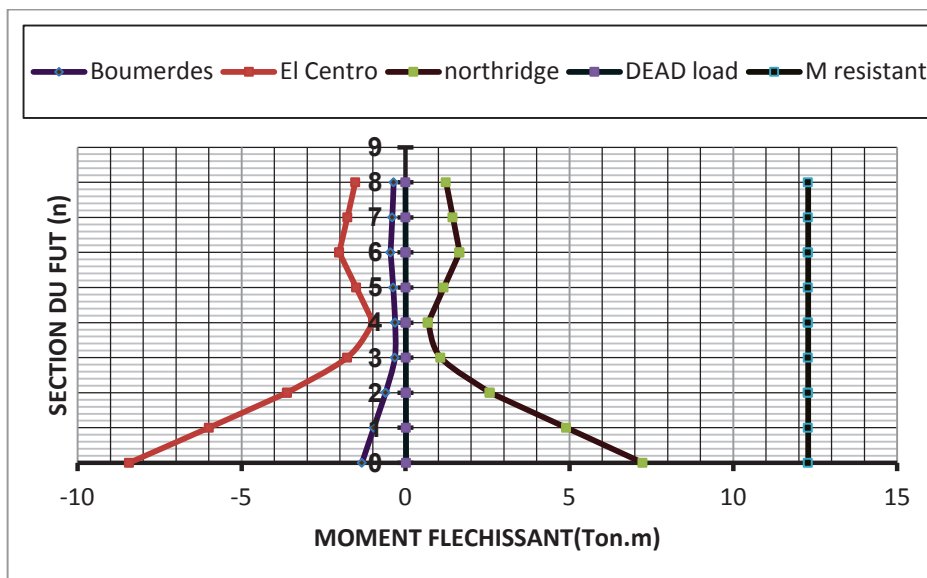


Figure 5.14 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 1(P12FC)

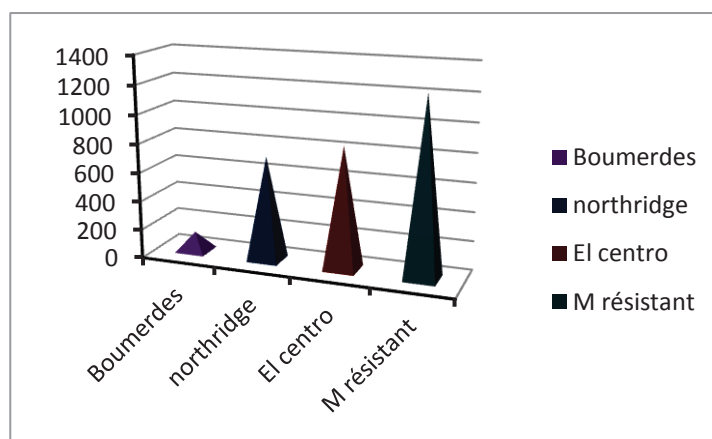


Figure 5.15 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P12FC) sous différents enregistrements

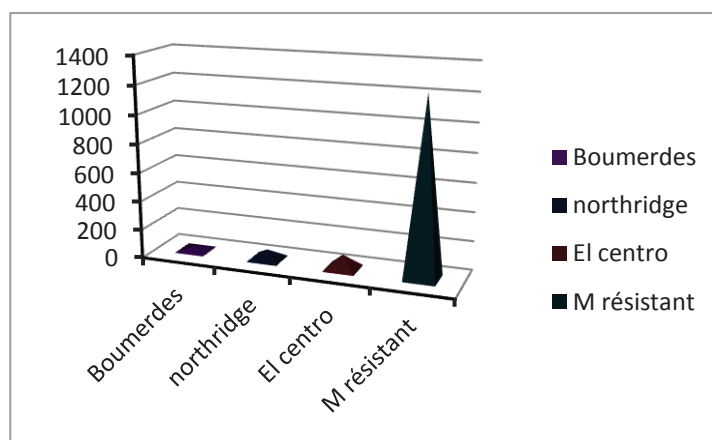


Figure 5.16 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P12FC) sous différents enregistrements

5.4.2. Pont (2)

La Figure 5.17 présente le comportement en flexion du fût (**P21FR**) de rive du pont (2). D'après cette Figure, on constate que les moments fléchissants sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeurs absolues au moment résistant.

Dans ce contexte la Figure 5.18 illustre explicitement la variation des moments maximaux à la base du fût (**P21FR**). D'après cet histogramme, on constate que le moment résistant de ce fût en intensité égale à 1200 t.m, dépasse largement le moment maximal sous l'enregistrement sismique d'El Centro évalué à 780 t.m, et qui dépasse plus de 4 fois celui de Boumerdes quantifié à 164 tm. Alors qu'au milieu de ce fût, les différents enregistrements sismiques produisent presque la même valeur du moment en valeurs absolues, comme représenté dans l'histogramme 5.19. Concernant le fût central (**P21FC**) de la même pile, le même constat est observé, et le comportement en flexion de ce fût est largement vérifié.

Par ailleurs, pour la pile 2 du pont 2, malgré que la hauteur de ces deux fûts (**P22FR**, **P22FC**) a augmenté de plus de 3m par rapport à la pile de rive, les figures (5.23 à 5.28) montrent que le comportement en flexion de cette pile reste dans un état de sécurité, car les sections d'armatures longitudinales et transversales préconisées dans ces fûts sont identiques comme le montre le tableau 5.2.

En conséquence, du point de vue flexionnelle, les fûts du pont 2 présentent un bon comportement en flexion sous différents enregistrements sismiques mis en évidence.

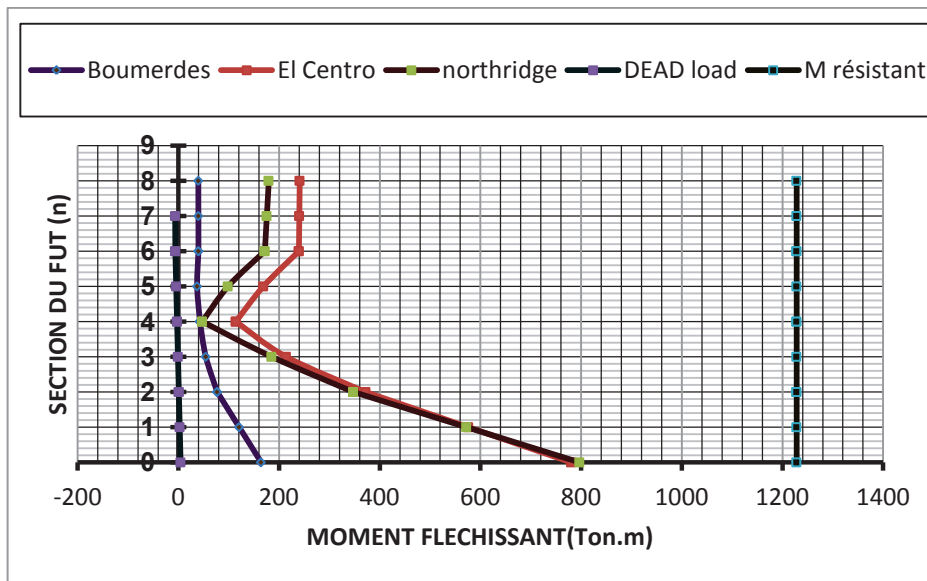


Figure 5.17 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)

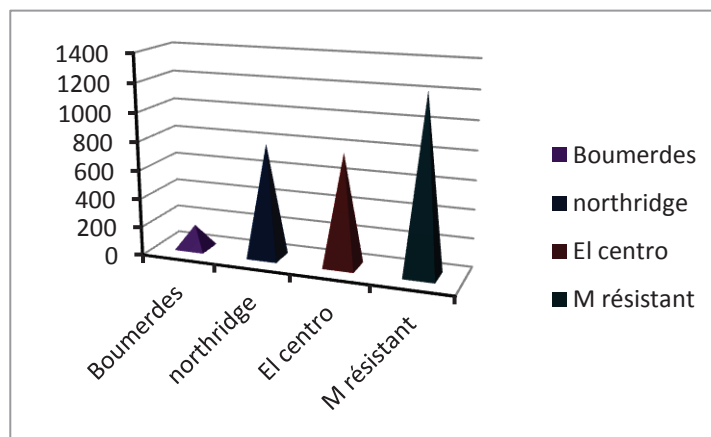


Figure 5.18 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements

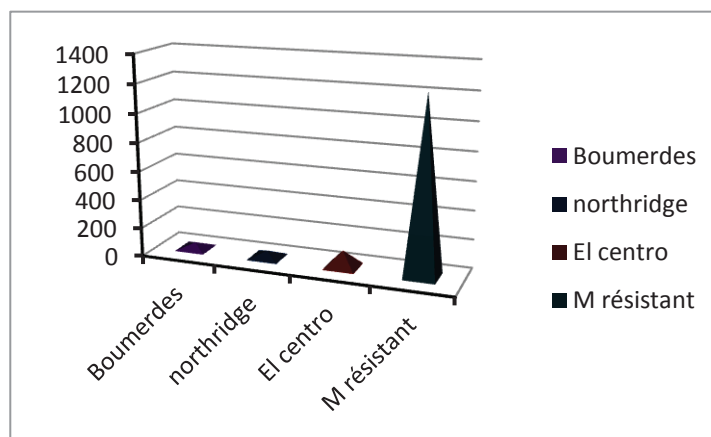


Figure 5.19 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P21FR) sous différents enregistrements

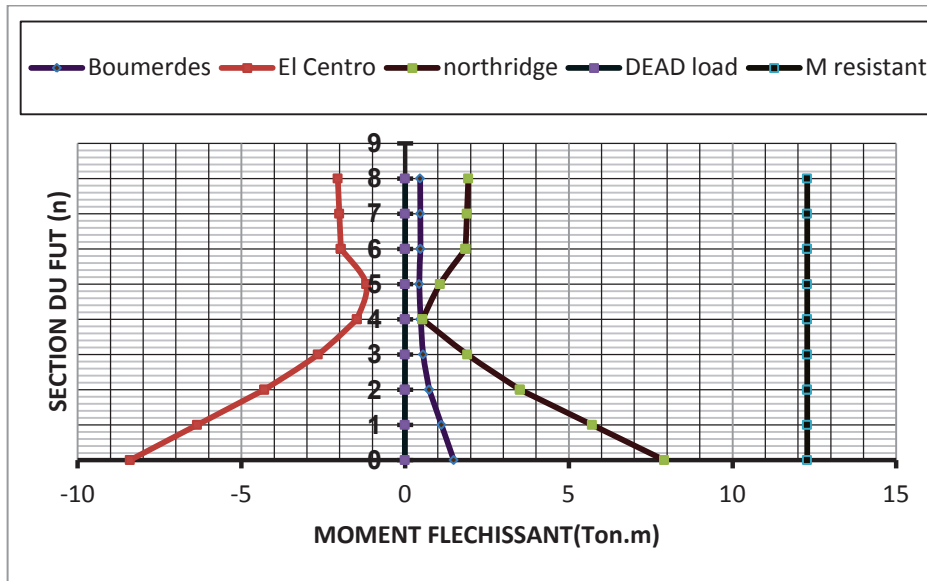


Figure 5.20 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 2 (P21FC)

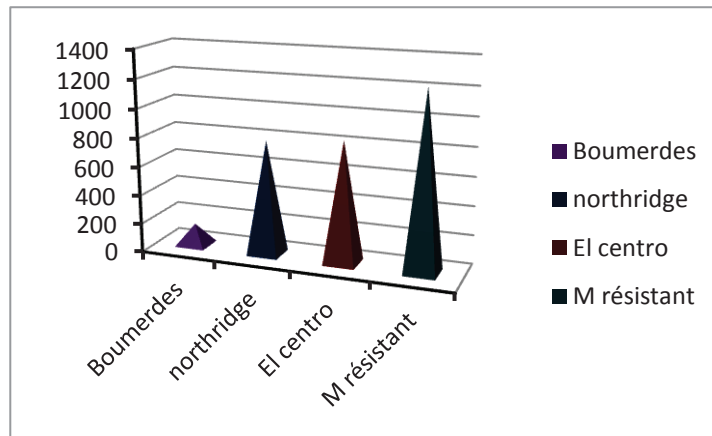


Figure 5.21 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements

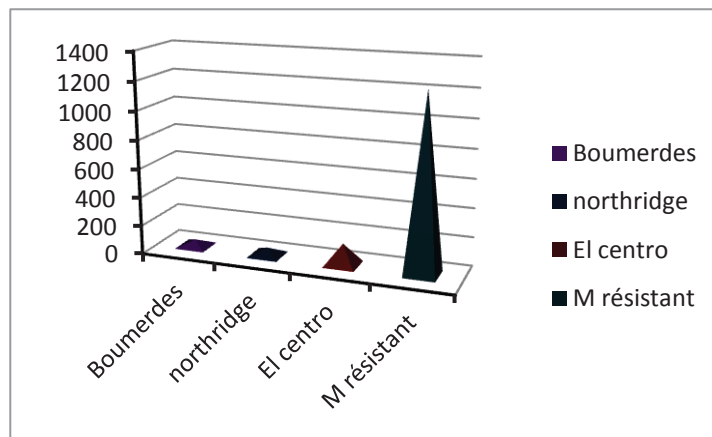


Figure 5.22 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P21FC) sous différents enregistrements

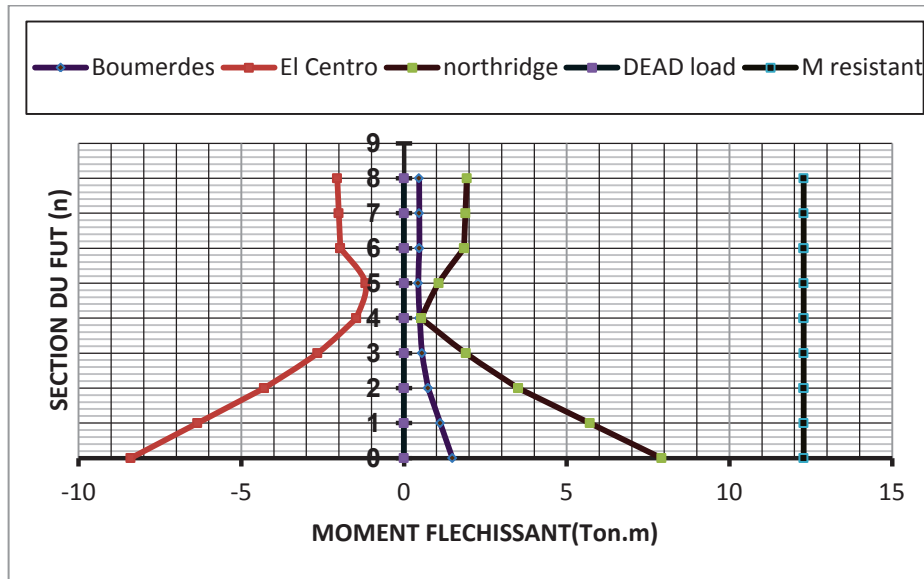


Figure 5.23 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR)

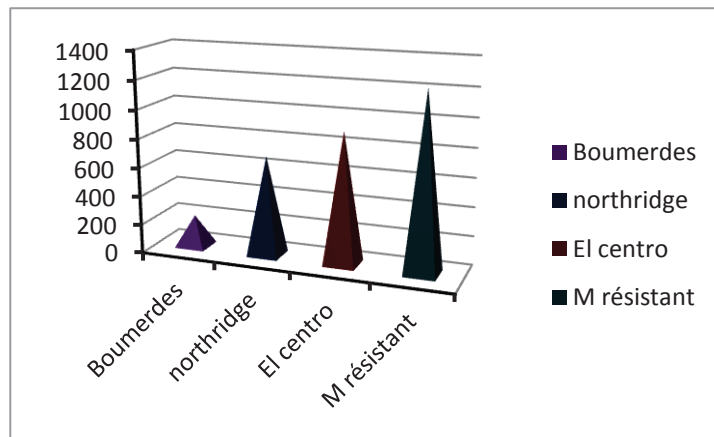


Figure 5.24 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements

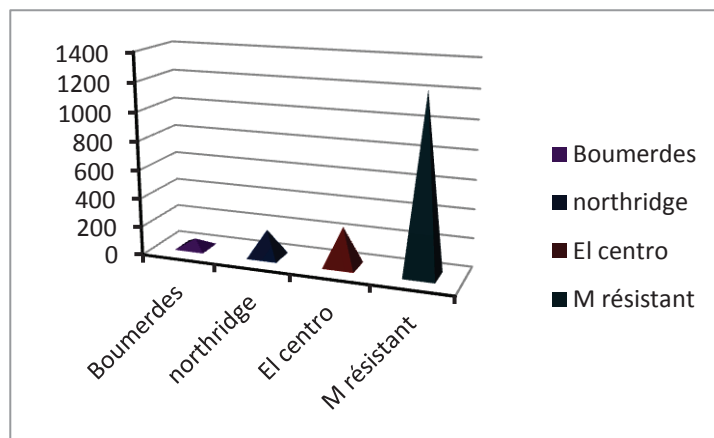


Figure 5.25 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P22FR) sous différents enregistrements

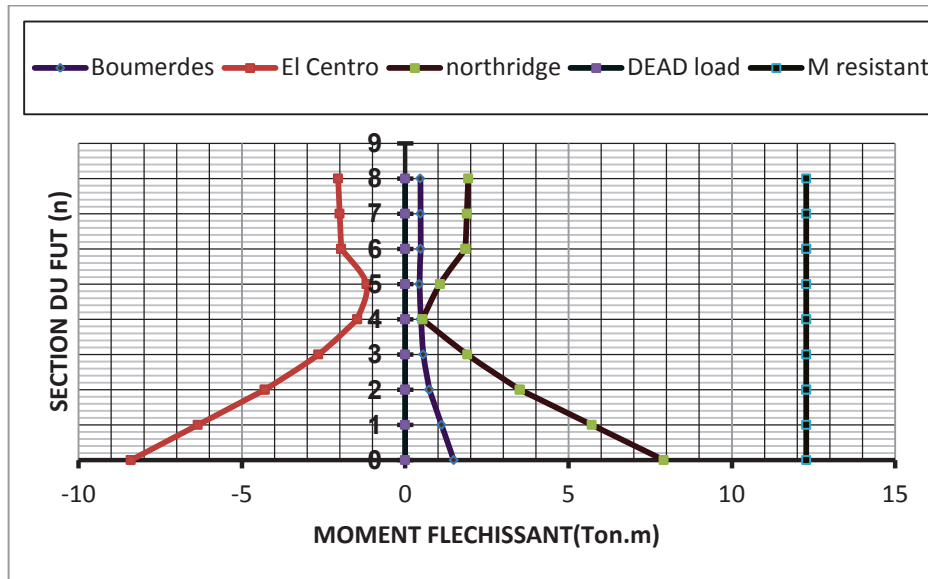


Figure 5.26 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2(P21FC)

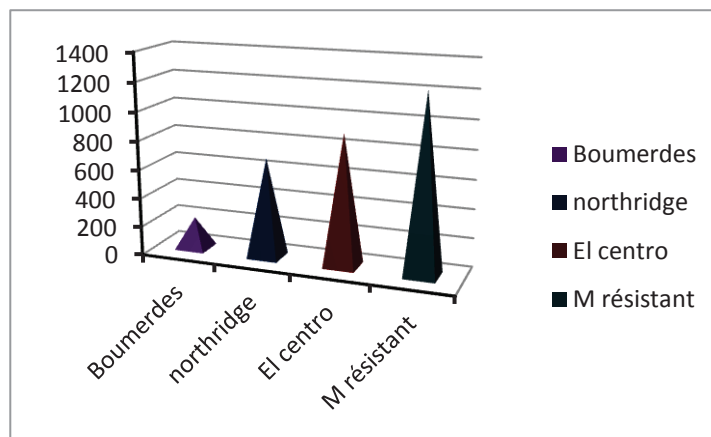


Figure 5.27 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements

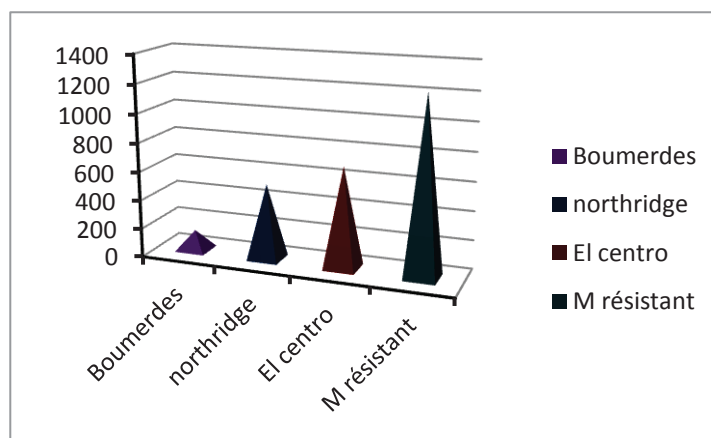


Figure 5.28 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P22FC) sous différents enregistrements

5.4.2. Pont (3)

La figure 5.29 présente le comportement en flexion du fût (**P31FR**) de rive du pont (3). D'après cette figure, on constate que les moments fléchissants sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeurs absolues au moment résistant. De même sous les forts enregistrements sismiques d'El Centro.

Ici, la figure 5.30 schématise la variation des moments maximaux à la base du fût (**P31FR**). D'après cet histogramme, on constate que le moment résistant de ce fût en intensité égale à 1100 tm, dépasse largement le moment maximal sous l'enregistrement sismique d'El Centro évalué à 950 tm, et qui dépasse plus de 4 fois celui de Boumerdes quantifié à 220 tm. Alors qu'au milieu de ce fût, les différents enregistrements sismiques produisent presque la même valeur du moment en valeurs absolues, comme représenté dans l'histogramme 5.31. Concernant le fût central (P31FC) de la même pile, le même constat est observé dans la figure 5.32, où le comportement en flexion de ce fût est largement vérifié.

Par conséquent, de point de vue flexionnelle, les fûts du pont 3 présentent un bon comportement en flexion sous différents enregistrements sismiques mis en évidence.

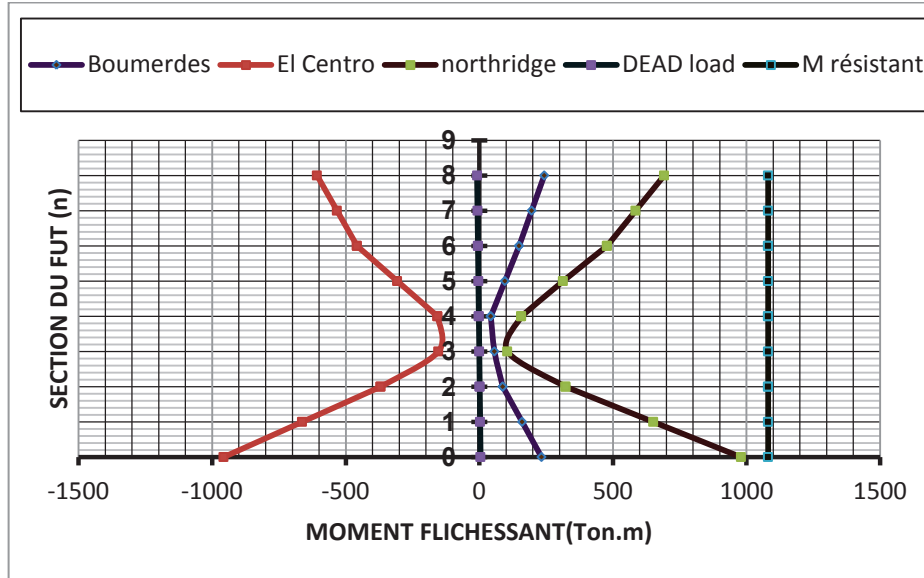


Figure 5.29 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)

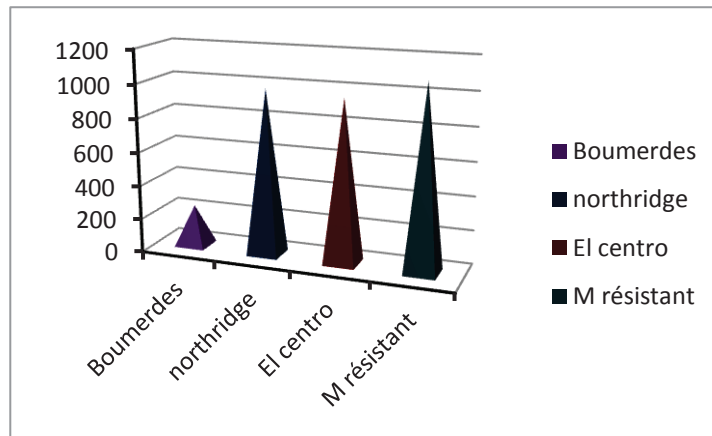


Figure 5.30 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements

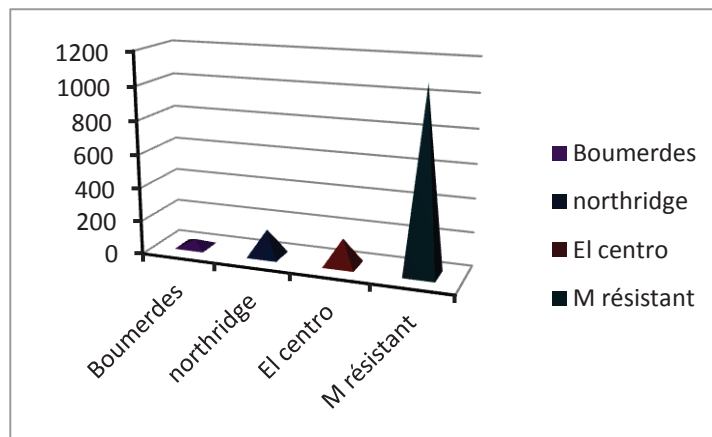


Figure 5.31 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P31FR) sous différents enregistrements

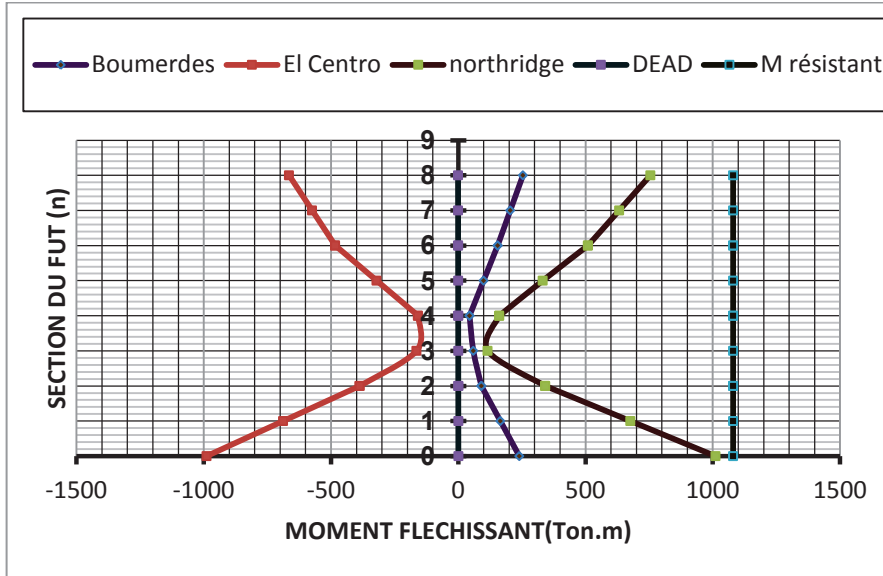


Figure 5.32 : Variation du moment fléchissant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 3 (P31FC)

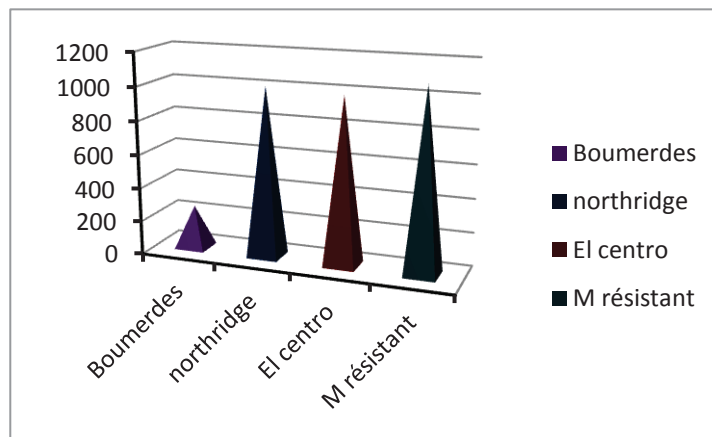


Figure 5.33 : Moment fléchissant maximal à la base du fût (P31FC) sous différents enregistrements

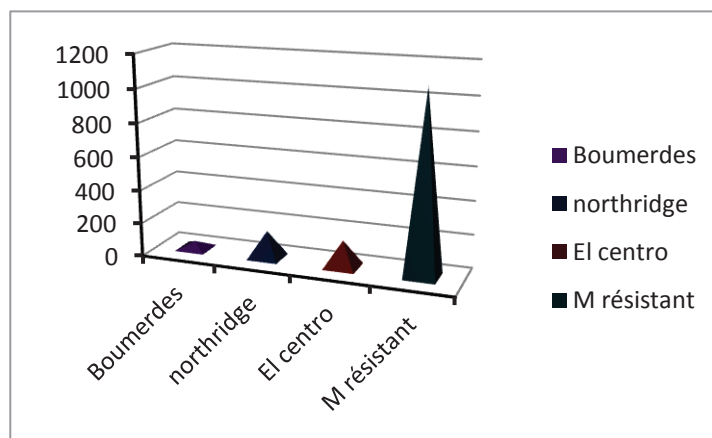


Figure 5.34 : Moment fléchissant maximal au milieu du fût (P31FC) sous différents enregistrements

5.5. ANALYSE DU CISAILLEMENT DES FÛTS DE PONTS

Le comportement des fûts des ponts vis-à-vis du cisaillement est illustré dans les figures (5.35, 5.36...5.42), sous les différents enregistrements sismiques décrits précédemment. Ces figures présentent une comparaison entre l'effort tranchant résistant expliqué dans le chapitre 2, et la variation des efforts tranchants obtenus par les enregistrements sismiques de : Boumerdes (2003), Northridge (1994) et El Centro (1940).

Dans la suite, on expose l'analyse de ce comportement au cisaillement pour chaque fût des ponts identifiés précédemment.

5.5.1. Pont (1)

La figure 5.35 montre le comportement au cisaillement du fût (**P11FR**) de rive du pont (1). D'après cette figure, on constate que les efforts tranchants sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs à l'effort tranchant résistant. Ce la, montre l'importance de l'effort tranchant résistant que possède ce fût.

La figure 5.36 schématise clairement la variation des efforts tranchants maximaux à la base du fût (**P11FR**). D'après cet histogramme, on constate que l'effort tranchant résistant de ce fût en intensité égale à 403 t, dépasse de loin les valeurs des efforts tranchants sous les différents enregistrements, même l'effort maximal sous l'enregistrement sismique d'El Centro évalué à 164 t, et qui dépasse plus de 4 fois celui de Boumerdes quantifié à 38 t. Concernant le fût central (**P11FC**) de la même pile, le même constat est enregistré dans la figure 5.37, où le comportement au cisaillement de ce fût est largement vérifié.

Or, pour la pile 2 du pont (1), malgré que la hauteur de ces deux fûts (**P12FR, P12FC**) augmentent plus de 2m par rapport à la pile 1, les figures (5.39 et 5.40) montrent que la résistance au cisaillement de cette pile reste dans un état de sécurité, car les sections d'armatures longitudinales et transversales préconisées dans ces fûts sont identiques à celles de la pile 1 comme le montre le tableau 5.1.

Par conséquent, du point de vue comportement au cisaillement à la base, les fûts du pont (1) présentent un bon comportement au cisaillement à la base sous différents enregistrements sismiques moyens et élevés.

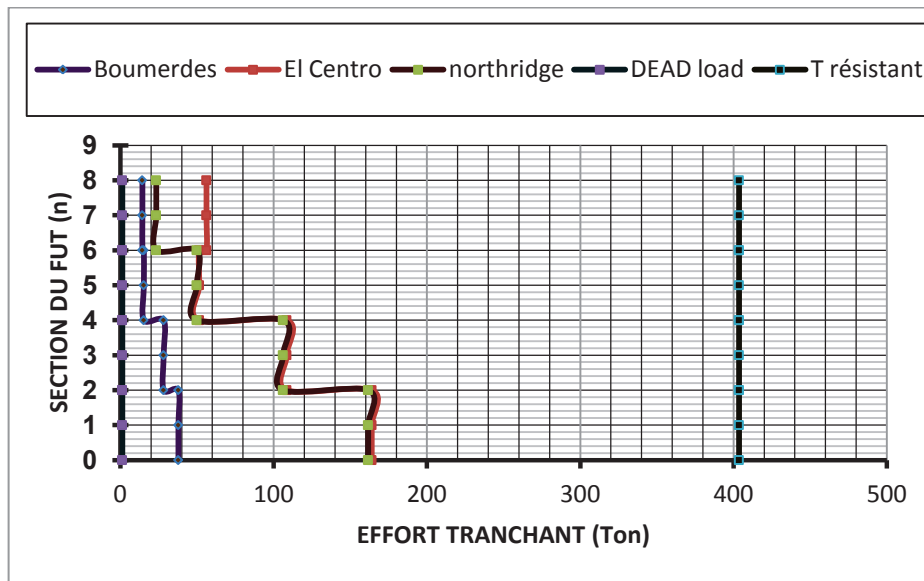


Figure 5.35 : Variation de l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)

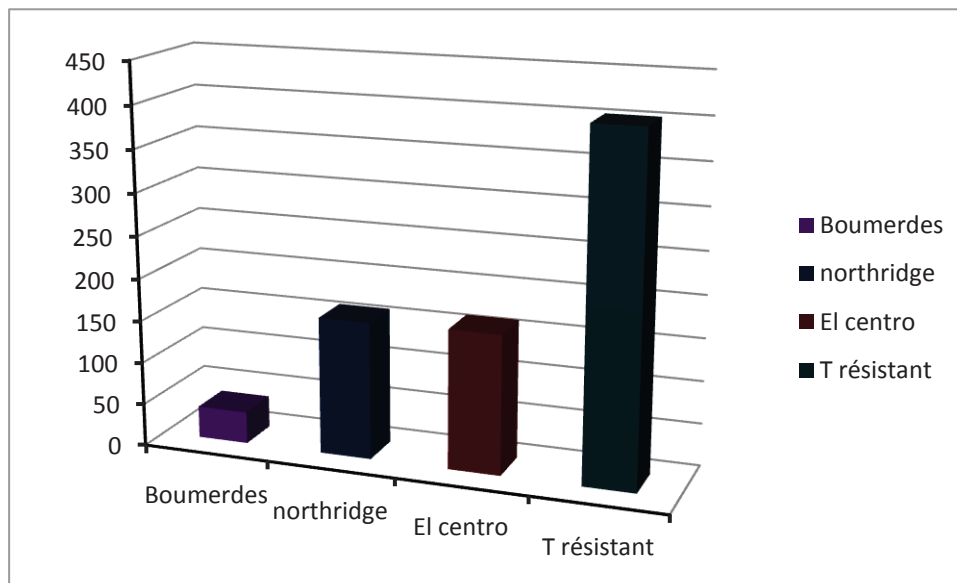


Figure 5.36 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements

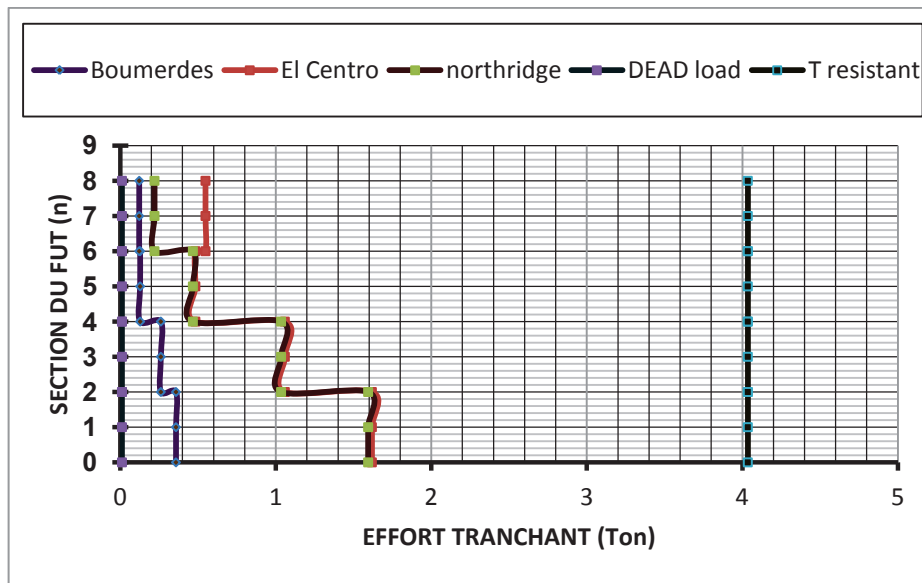


Figure 5.37 : Variation de l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FC)

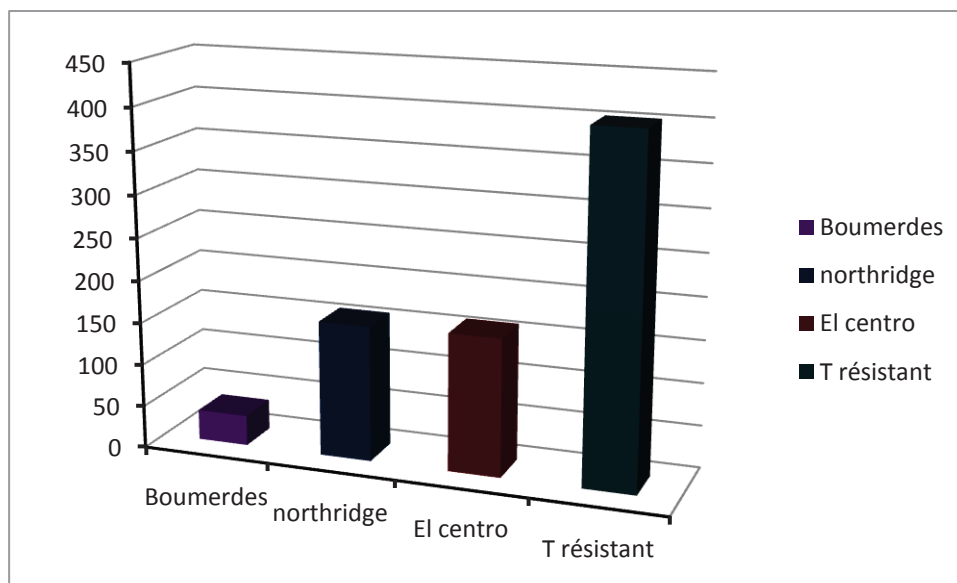


Figure 5.38 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements

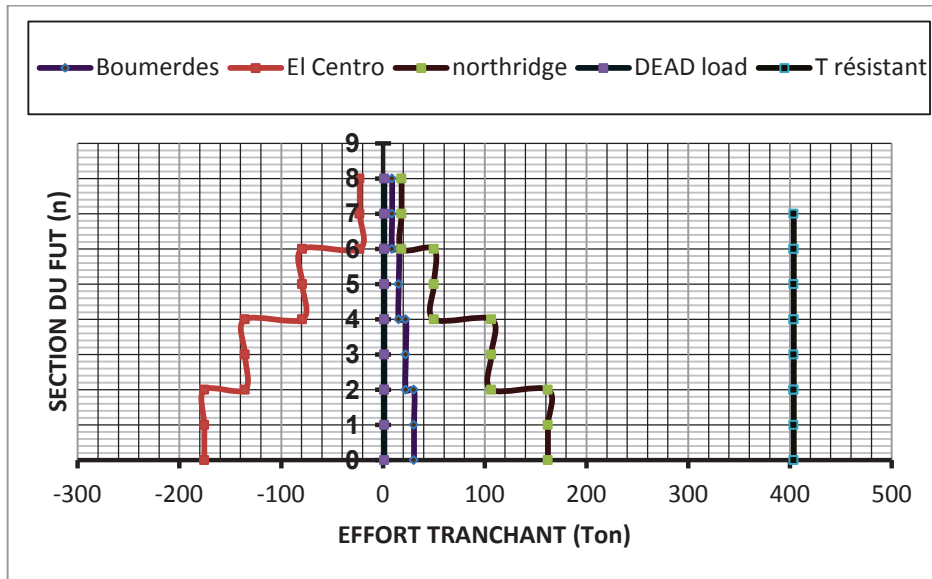


Figure 5.39 : Variation de l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)

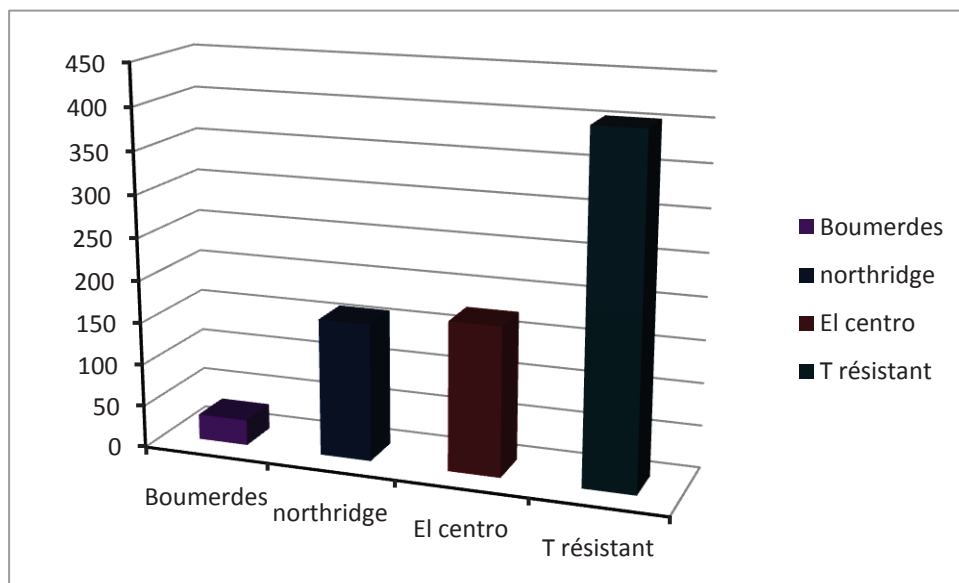


Figure 5.40 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P12FR) sous différents enregistrements

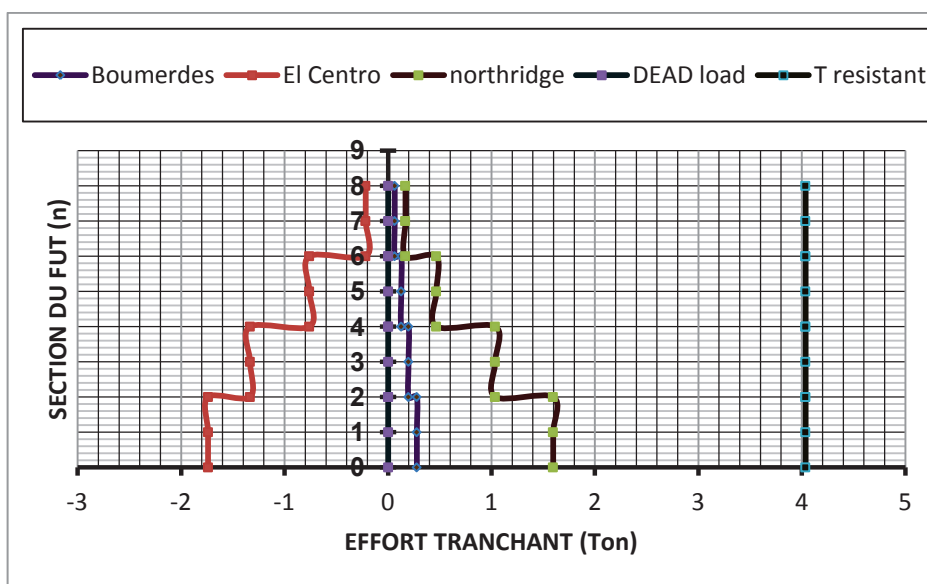


Figure 5.41 : Variation de l'effort tranchant suivant la hauteur sous différents enregistrements du fût central de la pile 2 du pont 1 (P12FC)

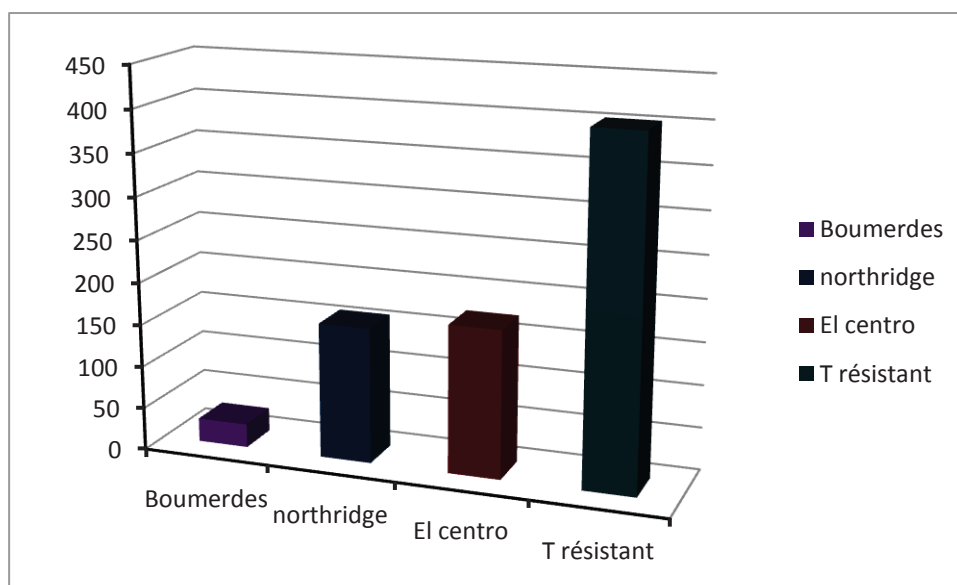


Figure 5.42 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P12FC) sous différents enregistrements

5.4.2. Pont (2)

Concernant les fûts (P21FR), (P21FC), (P22FR) et (P22FR) du pont (2), Les figures 5.43 à 5.49 illustrent que leurs comportement au cisaillement restent similaires au pont (1) avec une différence, qui reste environ entre 40t à 80t.

Par conséquent, le pont 2 possède un comportement très fiable au cisaillement à la base sous différents enregistrements sismiques traités, même avec le changement de la configuration et la géométrie des sections (Tableau 5.2).

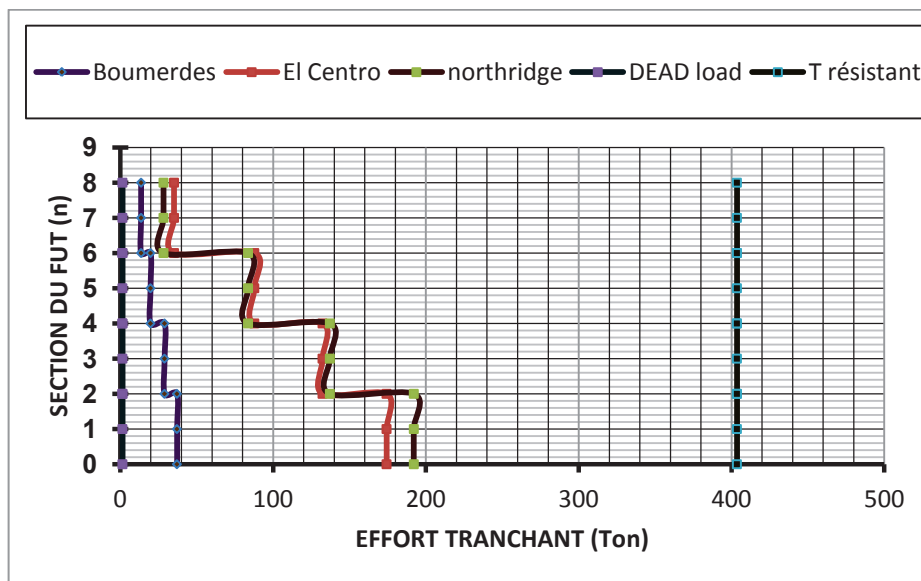


Figure 5.43 : Variation de l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)

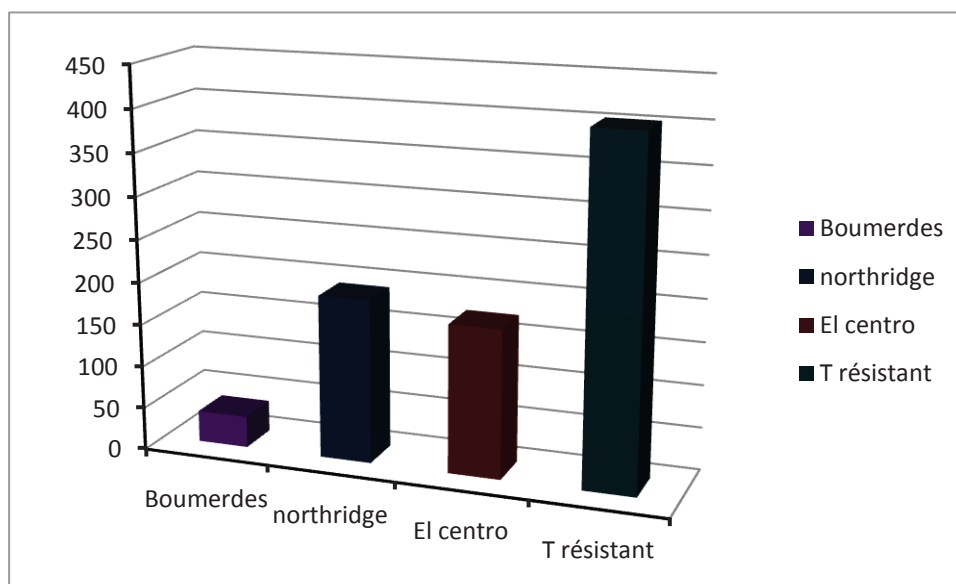


Figure 5.44 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements

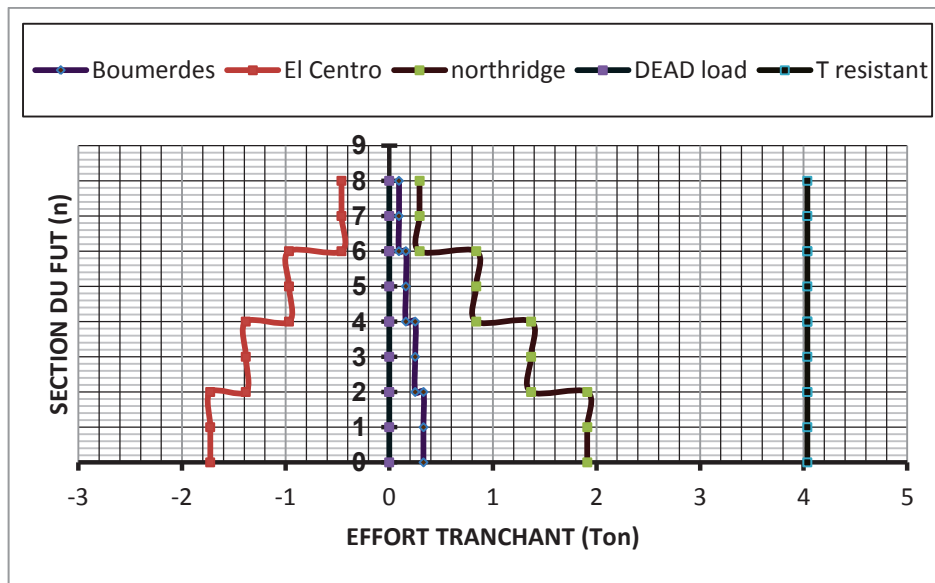


Figure 5.45 : Variation de l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de central la pile 1 du pont 2 (P21FC)

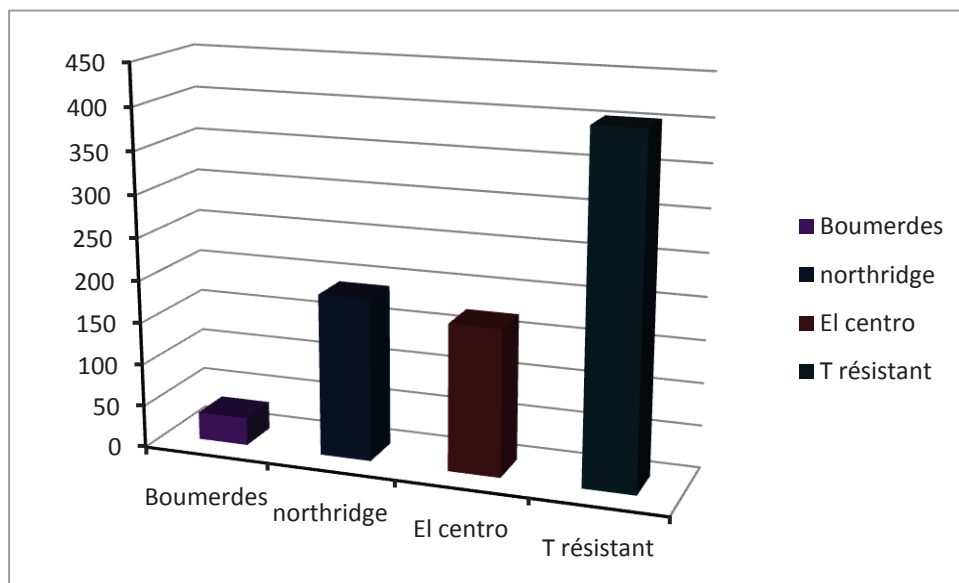


Figure 5.46 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements

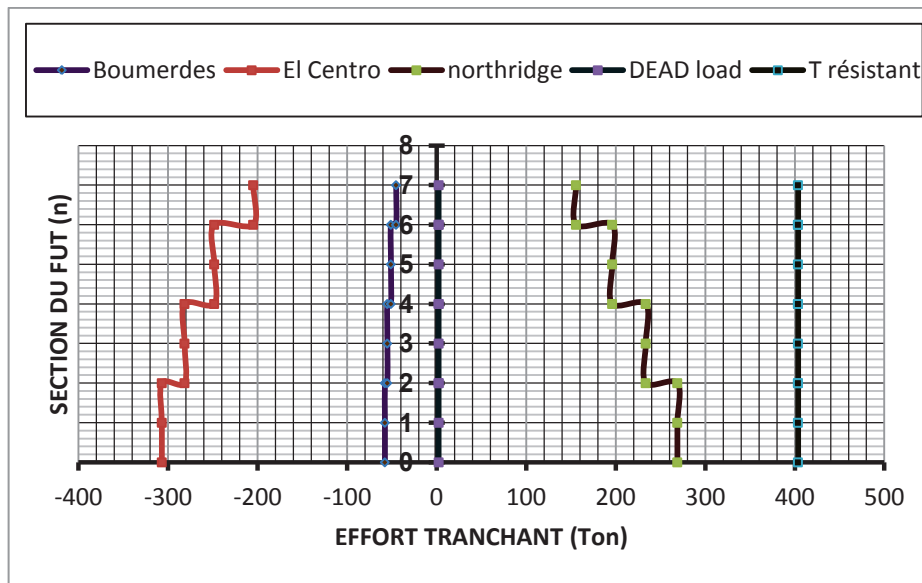


Figure 5.47 : Variation de l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2(P12FR)

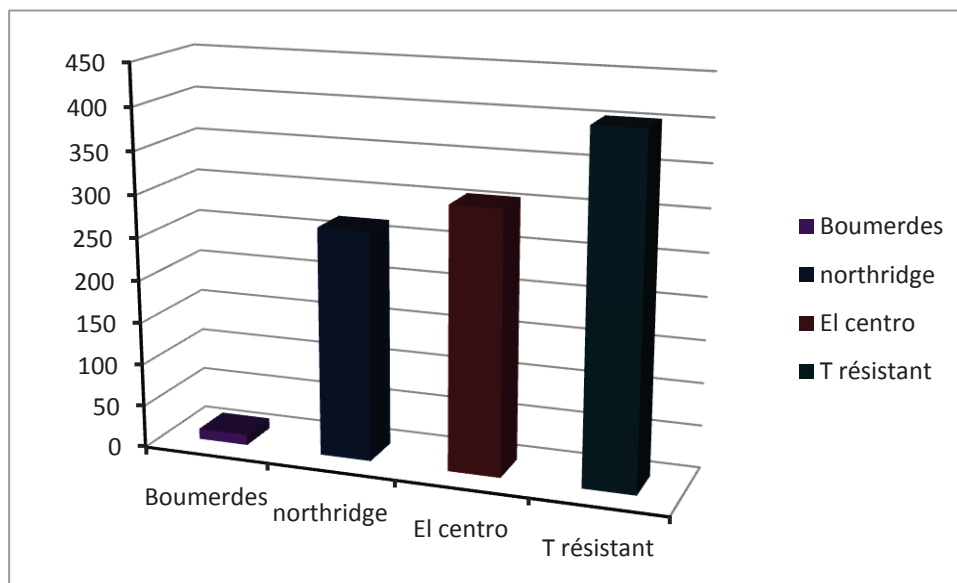


Figure 5.48 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements

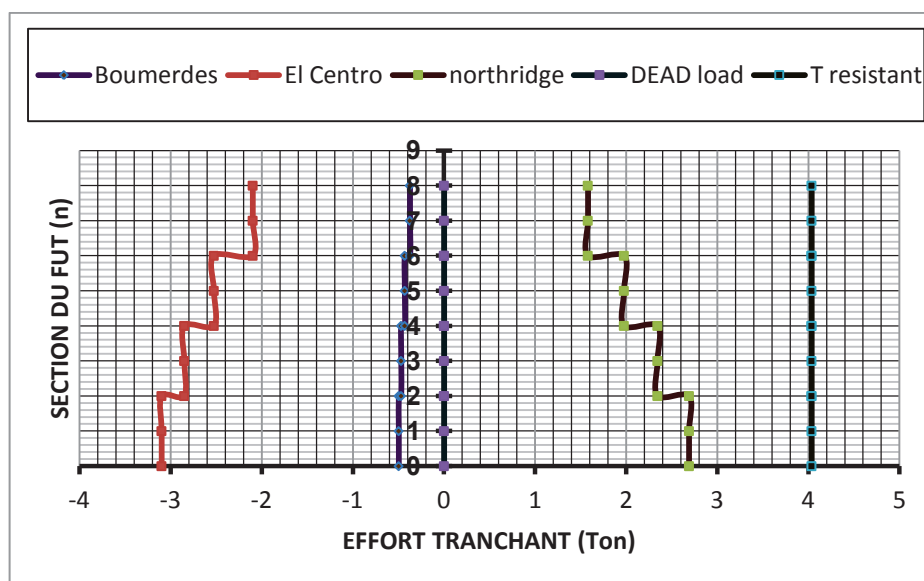


Figure 5.49 : Variation de l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2 (P22FC)

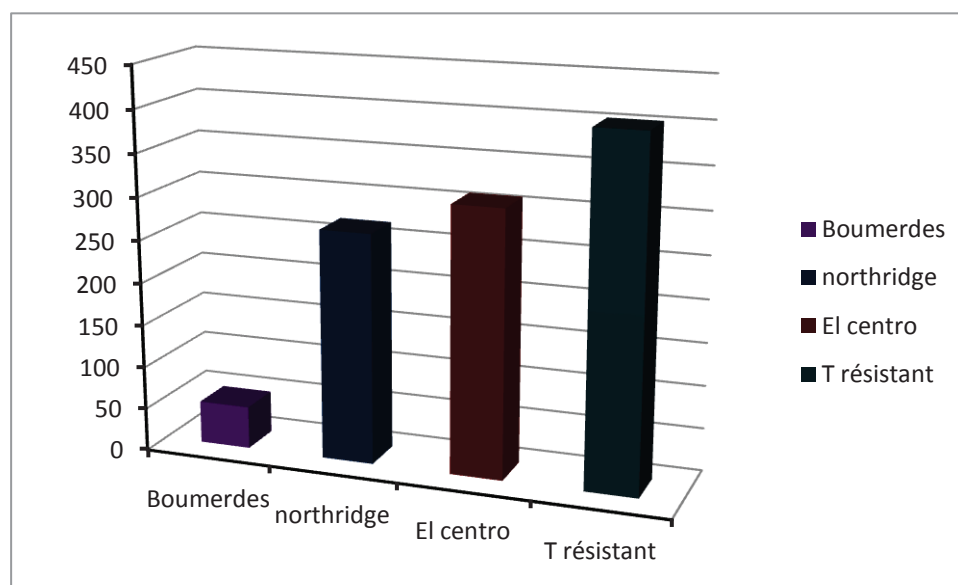


Figure 5.50 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements

5.4.3. Pont (3)

La figure 5.51 montre le comportement au cisaillement du fût (**P31FR**) de rive du pont (3). D'après cette figure, on constate que les efforts tranchants sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeur absolues à l'effort tranchant résistant.

Dans ce contexte la figure 5.52 montre clairement la variation des efforts tranchants maximaux à la base du fût (**P31FR**). D'après cet histogramme, on constate que l'effort

tranchant résistant de ce fût en intensité égale à 403 t, excède bien largement l'effort tranchant maximal sous l'enregistrement sismique d'El Centro évalué à 250 t, et qui dépasse aussi celui de Boumerdes quantifié à 60 t. ce la, montre que ce fût possède un effort tranchant résiduel très important

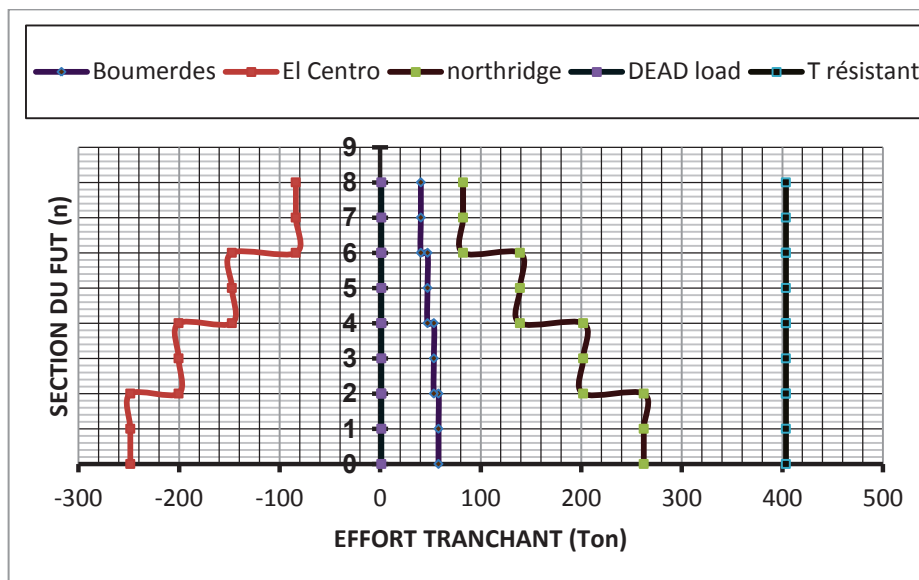


Figure 5.51 : Variation de l'effort tranchant sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)

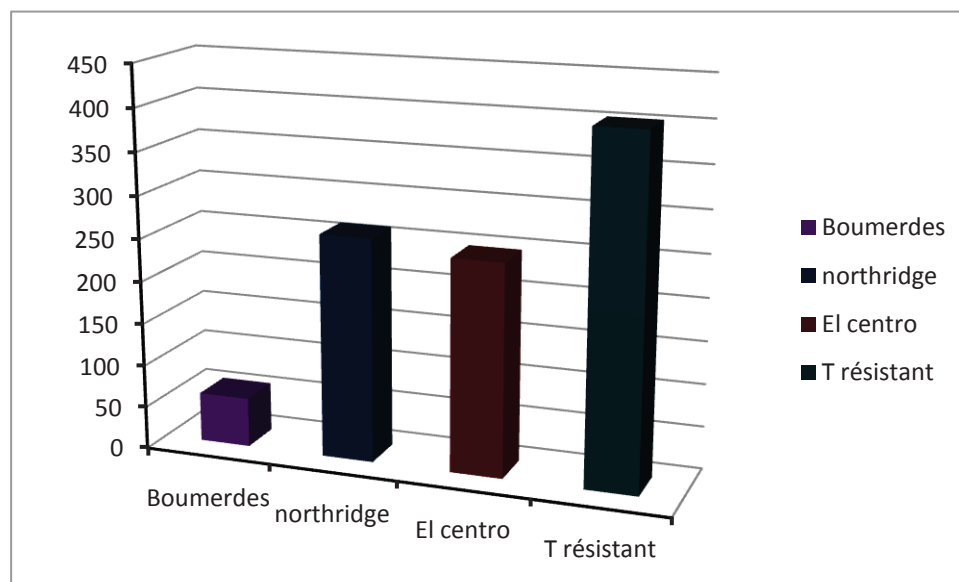


Figure 5.52 : Effort tranchant maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements

5.6. ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FÛTS DE PONTS

Dans ce paragraphe on essaie de mettre en évidence la variation de la capacité portante des fûts étudiés. La variation de la capacité portante représentée par l'effort normal à la base de chaque fût, sous les différents enregistrements sismiques décrits précédemment est illustré dans les figure 5.53 à 5.69. Dans la suite, on essaie de la montré dans chaque pont.

5.6.1. Pont (1)

La figure 5.53 présente la comparaison des efforts normaux sous différents enregistrements sismiques, à la base du fût (P11FR) de rive du pont (1). D'après cette figure, on constate que les efforts normaux sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeur absolue à l'effort normal résistant. Même sous les forts enregistrements sismiques comme d'El Centro. Dans ce contexte la Figure 5.54 montre clairement l'évolution des efforts normaux maximaux à la base du fût (P11FR). D'après cet histogramme, on observe que l'intensité de l'effort normal résistant de ce fût dépasse 2620 t, par contre les efforts normaux sous les différents enregistrements varient entre 900 t à 1120t, ce qui montre que ce fût possède une bonne capacité portante résistante vis-à-vis aux enregistrements sismiques traités.

Les figures 5.55 et 5.56 montrent que la capacité portante du fût central (P11FC) est similaire au fût (P11FR).

Par ailleurs, pour la pile 2 du pont 1, malgré que la hauteur de ces deux fûts (P12FR, P12FC) augmentent de plus de 2m par rapport à la pile 1, les figures (5.57 à 5.60) montrent que le comportement de cette pile est identique à celui de la pile de rive avec une augmentation significative dans l'intensité des efforts normaux sous les différents enregistrements.

Donc, le pont 1 réserve une bonne capacité portante vis-à-vis des différents enregistrements sismiques.

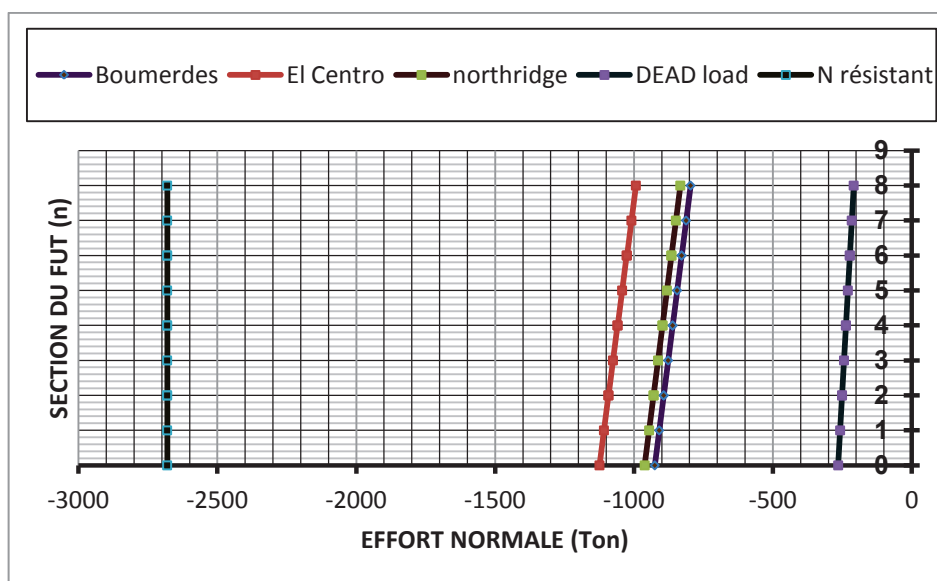


Figure 5.53 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)

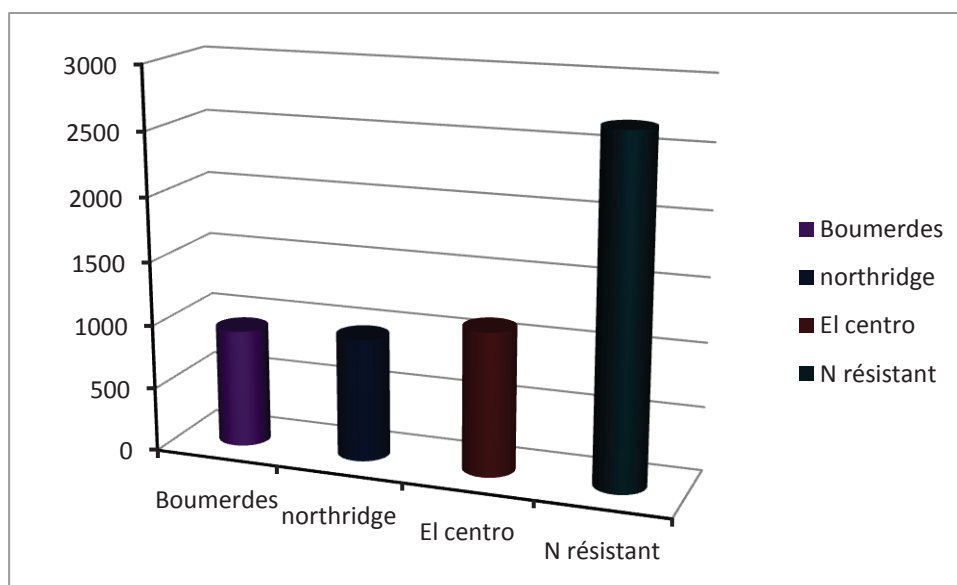


Figure 5.54 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements

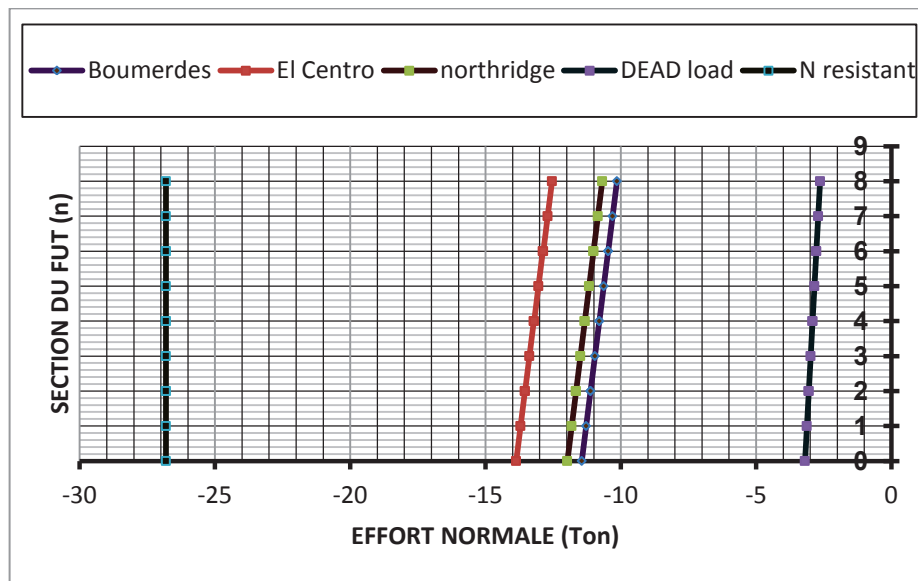


Figure 5.55 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 1 (P11FRC)

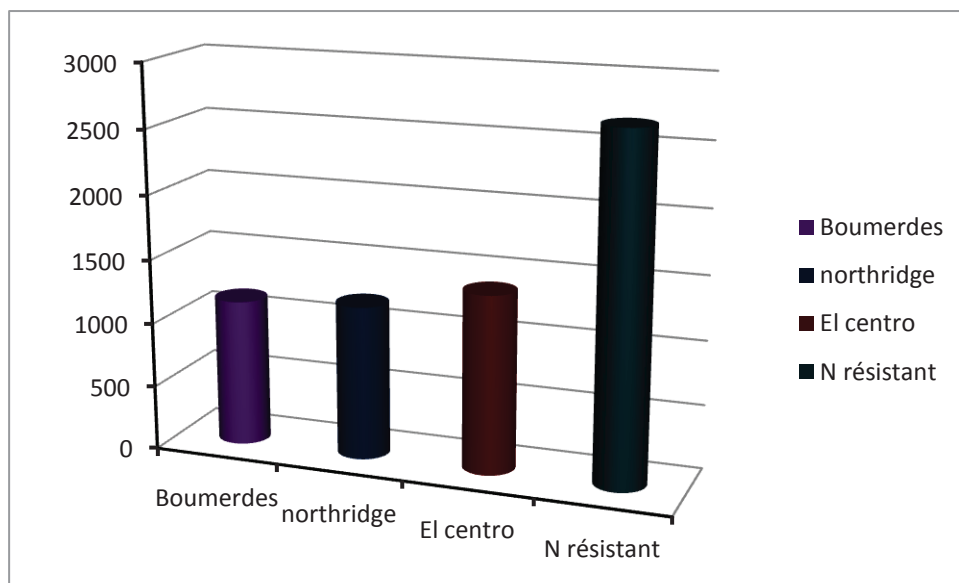


Figure 5.56 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements

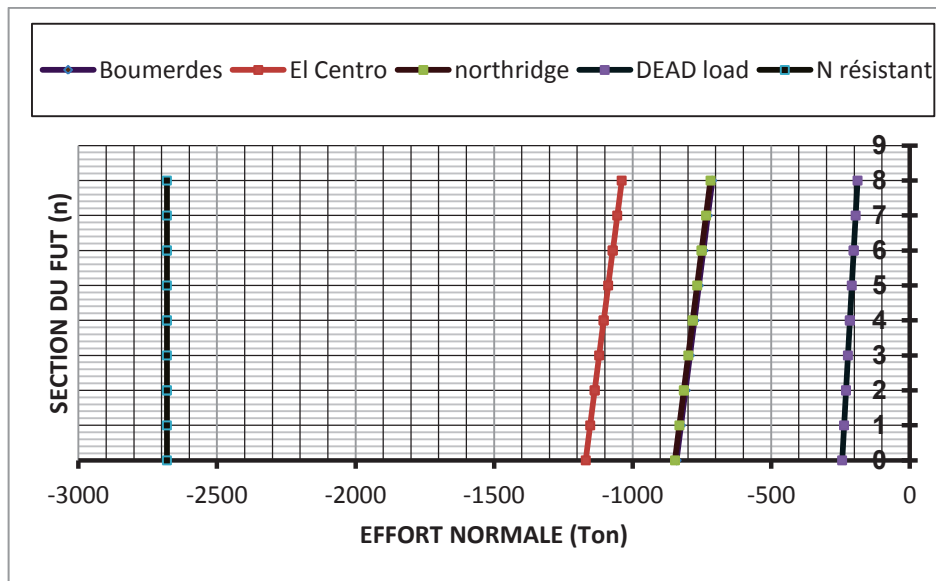


Figure 5.57 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)

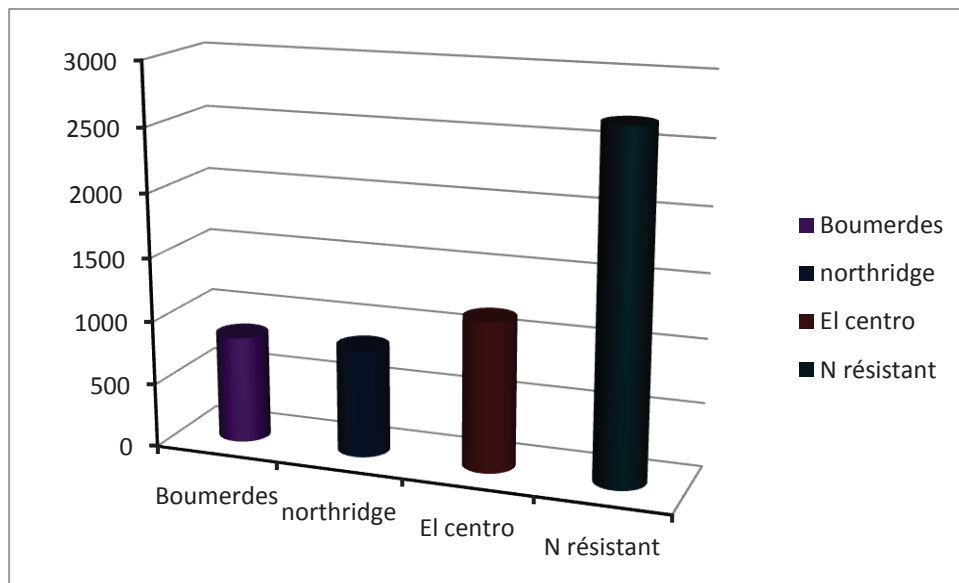


Figure 5.58 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FR) sous différents enregistrements

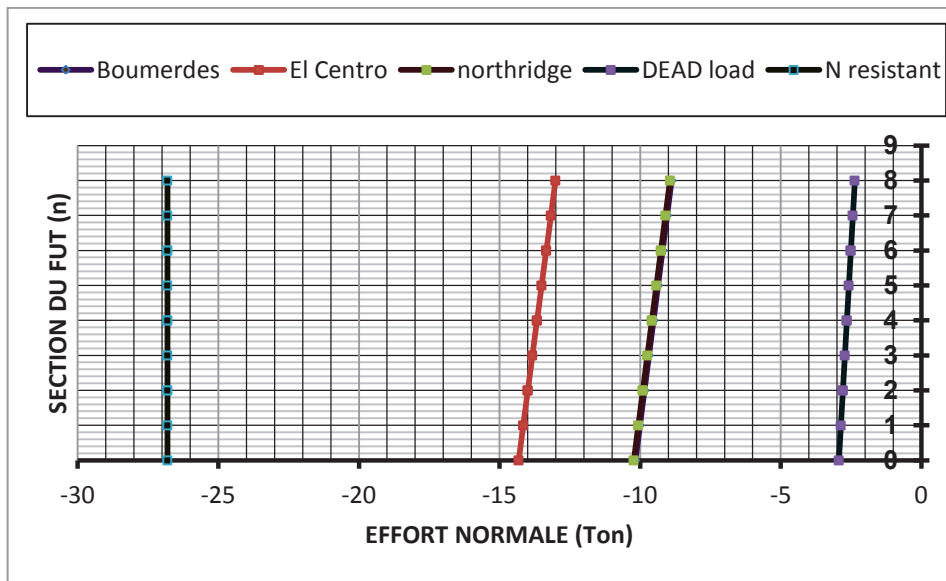


Figure 5.59 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 1 (P12FC)

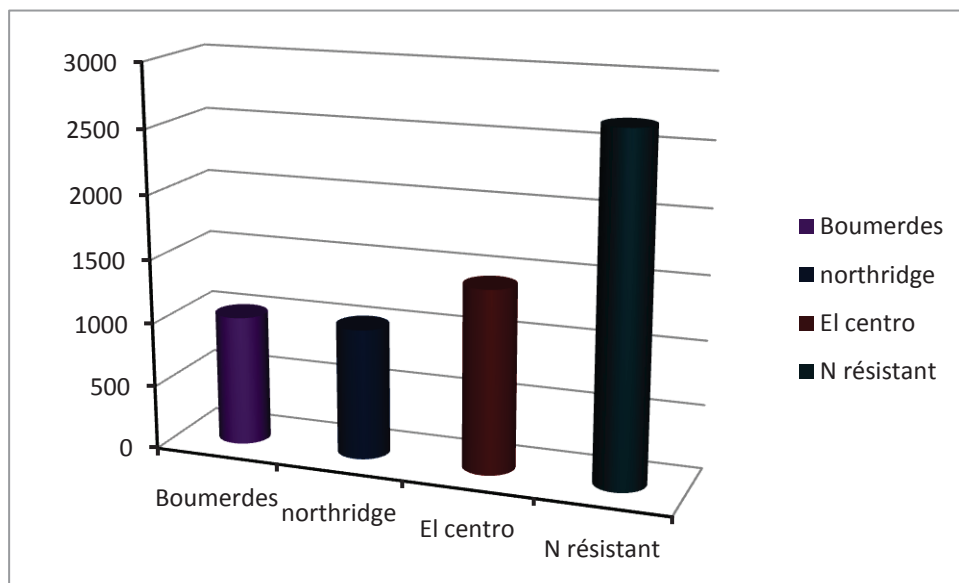


Figure 5.60 : Effort normal maximal à la base du fût (P11FC) sous différents enregistrements

5.6.2. Pont (2)

Concernant la capacité portante des fûts (P21FR), (P21FC), (P22FR) et (P22FR) du pont (2), Les figures 5.61 à 5.68 dressent l'évolution de la capacité portante du pont (2). D'après ces figures, malgré que la géométrie et le pourcentage d'armatures transversales et longitudinales changent, ces fûts montrent un comportement similaire à celui du pont 1, avec un écart dans l'intensité des efforts normaux.

Par conséquent, la capacité portante du pont 2 se situe dans un intervalle de sécurité très fiable.

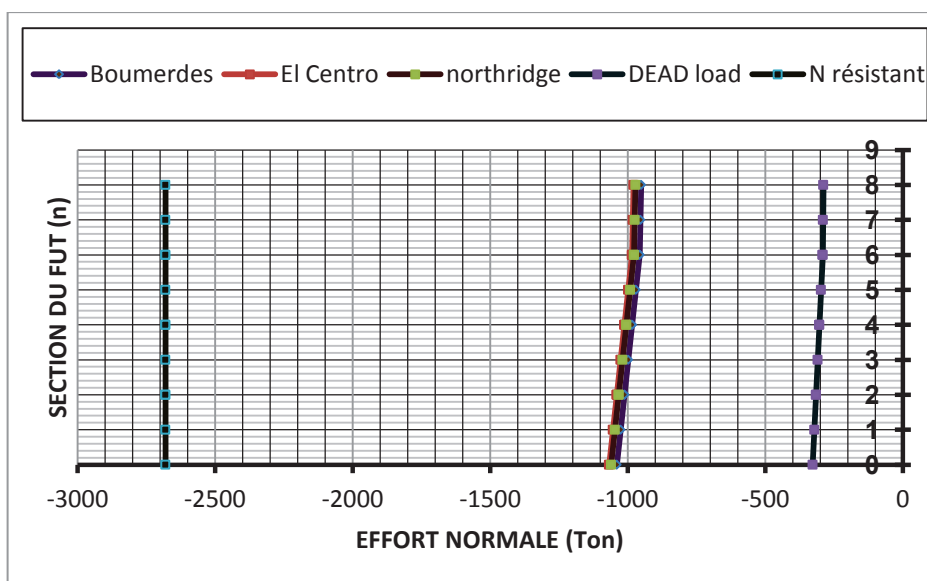


Figure 5.61 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)

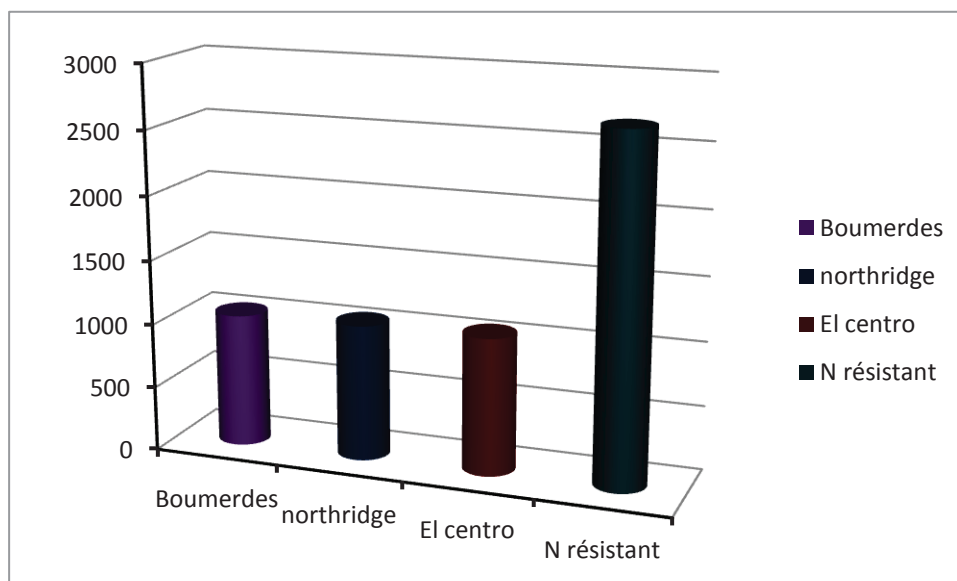


Figure 5.62 : Effort normal maximal à la base du fût (P21FR) sous différents enregistrements

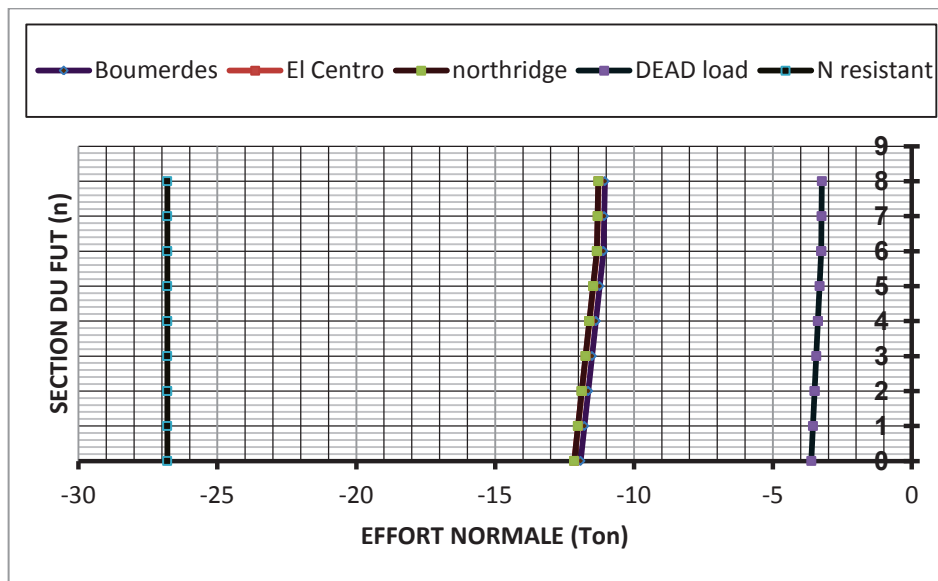


Figure 5.63 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 1 du pont 2 (P21FC)

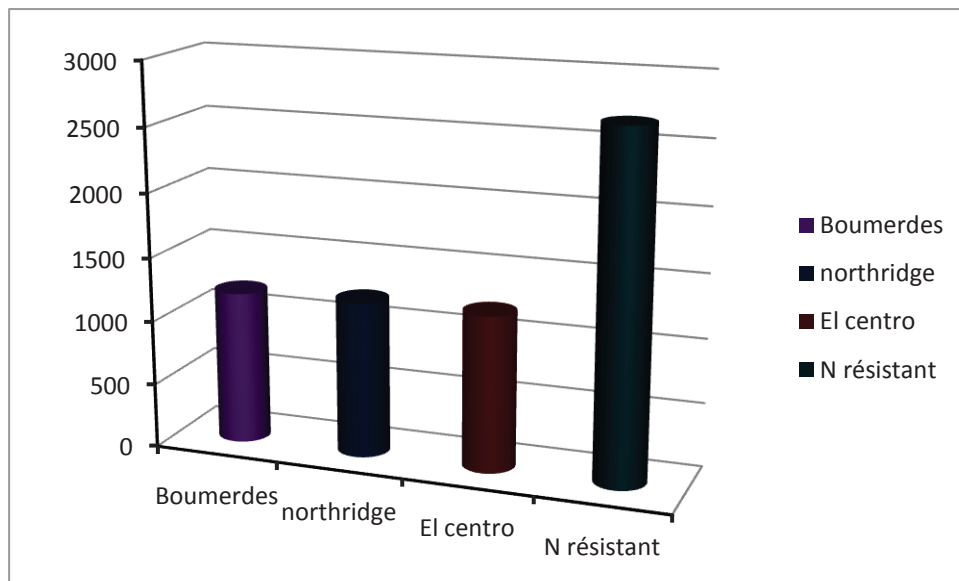


Figure 5.64 : Effort normal maximal à la base du fût (P21FC) sous différents enregistrements

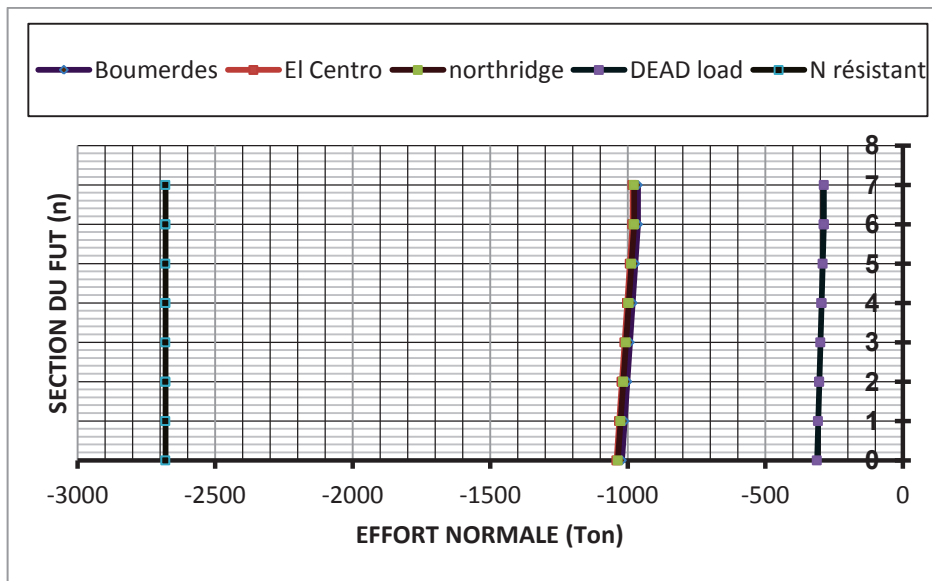


Figure 5.65 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR)

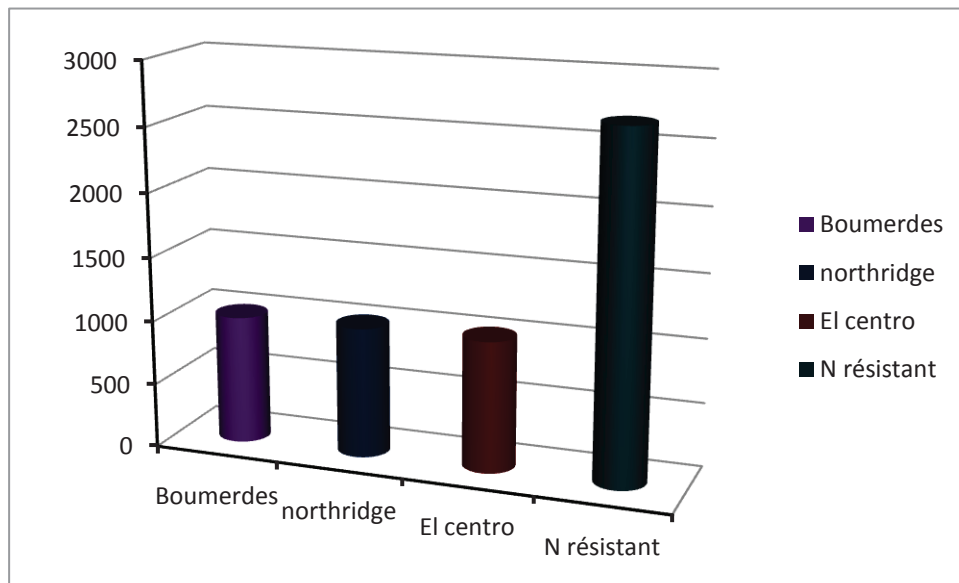


Figure 5.66 : Effort normal maximal à la base du fût (P22FR) sous différents enregistrements

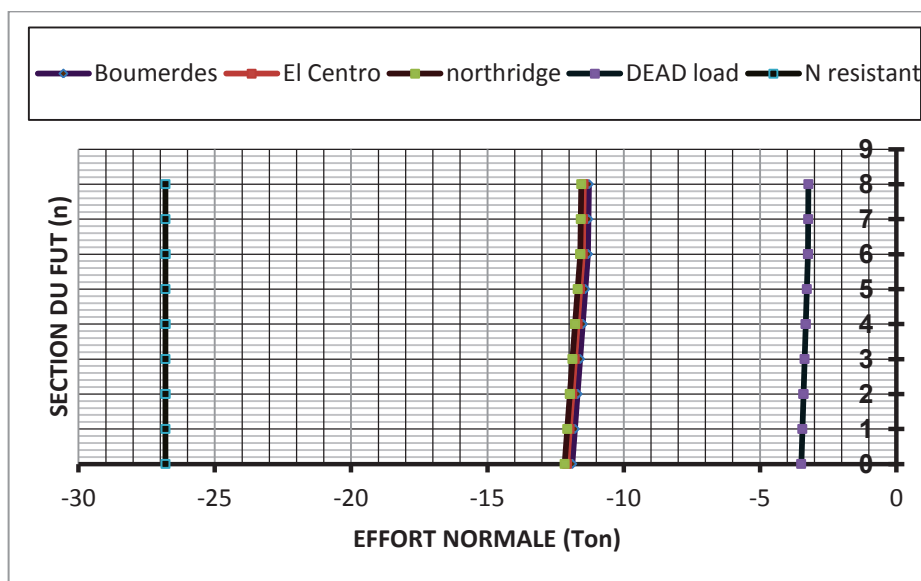


Figure 5.67 : Variation de l'effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût central de la pile 2 du pont 2 (P22FC)

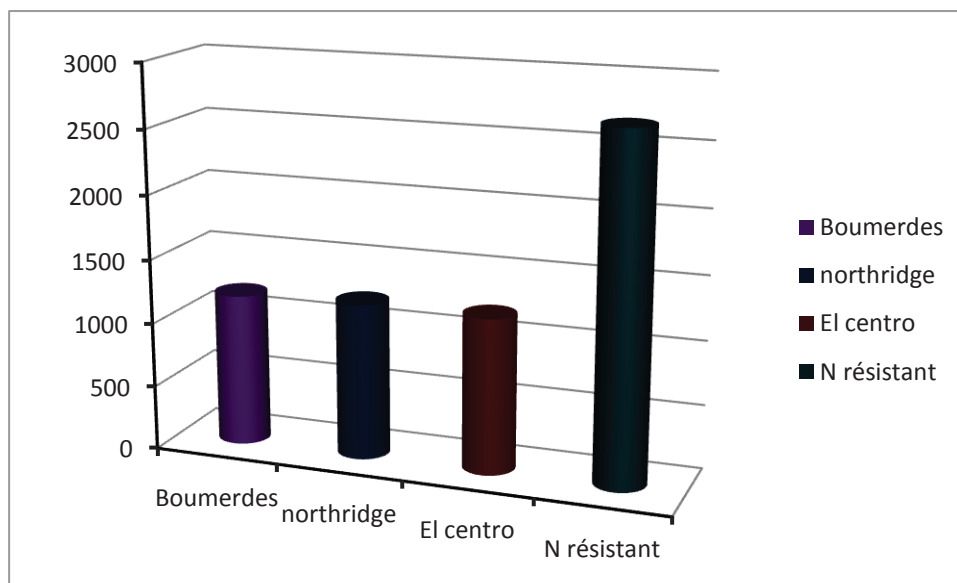


Figure 5.68 : Effort normal maximal à la base du fût (P22FC) sous différents enregistrements

5.6.2. Pont (3)

La figure 5.69 expose la confrontation des efforts normaux sous différents enregistrements sismiques, à la base du fût (P31FR) de rive du pont (3). D'après cette figure, on constate que les efforts normaux sous les différents enregistrements sismiques restent strictement inférieurs en valeur absolues à l'effort normal résistant. Même sous les enregistrements sismiques élevés d'El Centro.

Dans ce contexte, la Figure 5.70 montre visiblement la variation des efforts normaux maximaux à la base du fût (**P31FR**). D’après cet histogramme, on constate que l’effort normal résistant de ce fût en intensité égale à 2400 t, dépasse largement l’effort normal maximal sous l’enregistrement sismique d’El Centro évalué à 1200t, et qui dépasse aussi celui de Boumerdes quantifié à 1037 t. Concernant le fût central (**P31FC**) de la même pile, le même constat est observé.

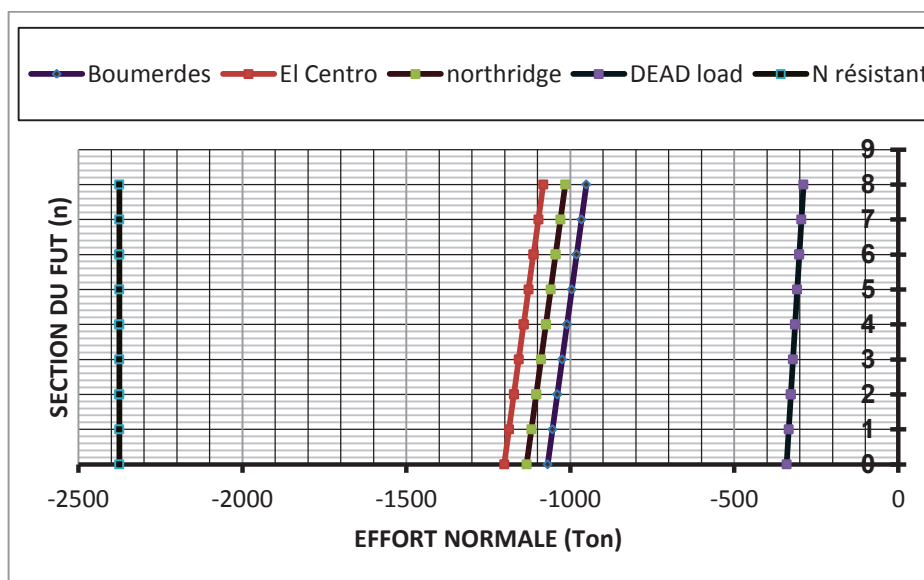


Figure 5.69 : Variation de l’effort normal sous différents enregistrements suivant la hauteur du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)

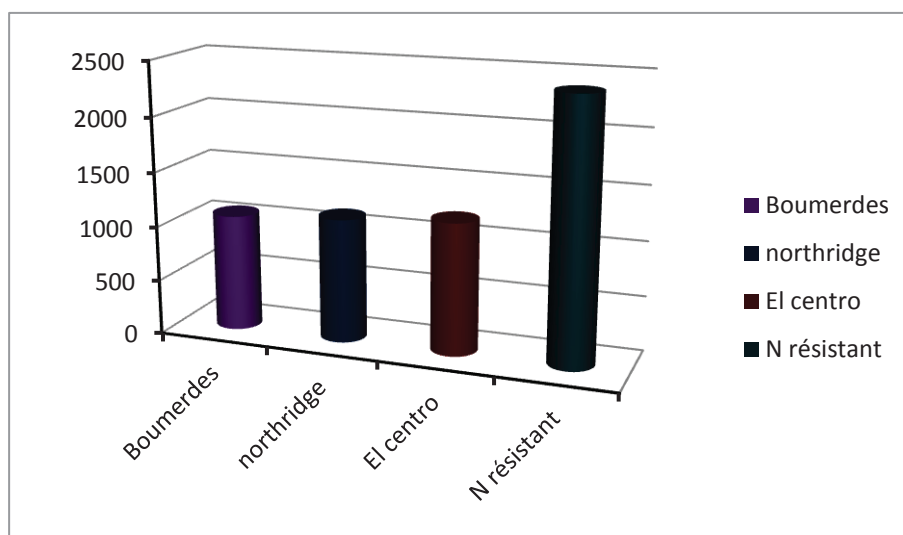


Figure 5.70 : Effort normal maximal à la base du fût (P31FR) sous différents enregistrements

5.7. ANALYSE DE LA DEFORMABILITE DES FÛTS DE PONTS

Après le séisme de kobé en 1995, le code japonais a exigé la vérification du déplacement résiduel d_R développé dans une pile, par la relation :

$$d_R \leq d_{Ra}$$

Les valeurs du déplacement d_R dans notre cas seront déterminées directement par le logiciel SAP 2000, au lieu de la formule 4.31 de la page 71.

Le déplacement résiduel admissible d_{Ra} représente le 1% de la distance entre le bas de la pile et le centre de gravité de la superstructure.

Tableau 5.4 : Différentes valeurs considérables pour les déplacements maximaux

Fût	H (m)	Boumerdes	Northridge	Elcentro	$d_{Ra}=1\%H$ (m)
P11FR	12.13	0.177	0.190	0.20	0.12
P12FR	10.63	0.175	0.188	0.195	0.11
P21FR	9.66	0.176	0.189	0.214	0.09
P22FR	6.77	0.176	0.189	0.215	0.06
P31FR	10.77	0.166	0.188	0.214	0.11
P32FR	5.73	0.165	0.187	0.213	0.05

Le tableau 5.4 expose une confrontation entre les déplacements maximaux tirés des figures 5.71 à 5.76 pour les six fûts (**P11FR**, **P12FR**, **P21FR**, **P22FR**, **P31FR** et **P32FR**) sous les trois enregistrements sismiques de Boumerdes, Northridge et El centro, et le déplacement résiduel admissible d_{Ra} pour chaque fût.

Dans ce tableau, on constate que les fûts considérés sont plus déformables et dépassent ceux exigés par le code japonais. Par conséquent, malgré que le RPOA2008 [3] ne préconise aucune vérification concernant les déplacements, nos fûts ne vérifient pas ceux préconisé par le code japonais. En conclusion, les fûts des ponts considérés sont largement déformables néanmoins ces résultats restent à confirmer par d'autres procédures.

5.7.1. Ponts (1)

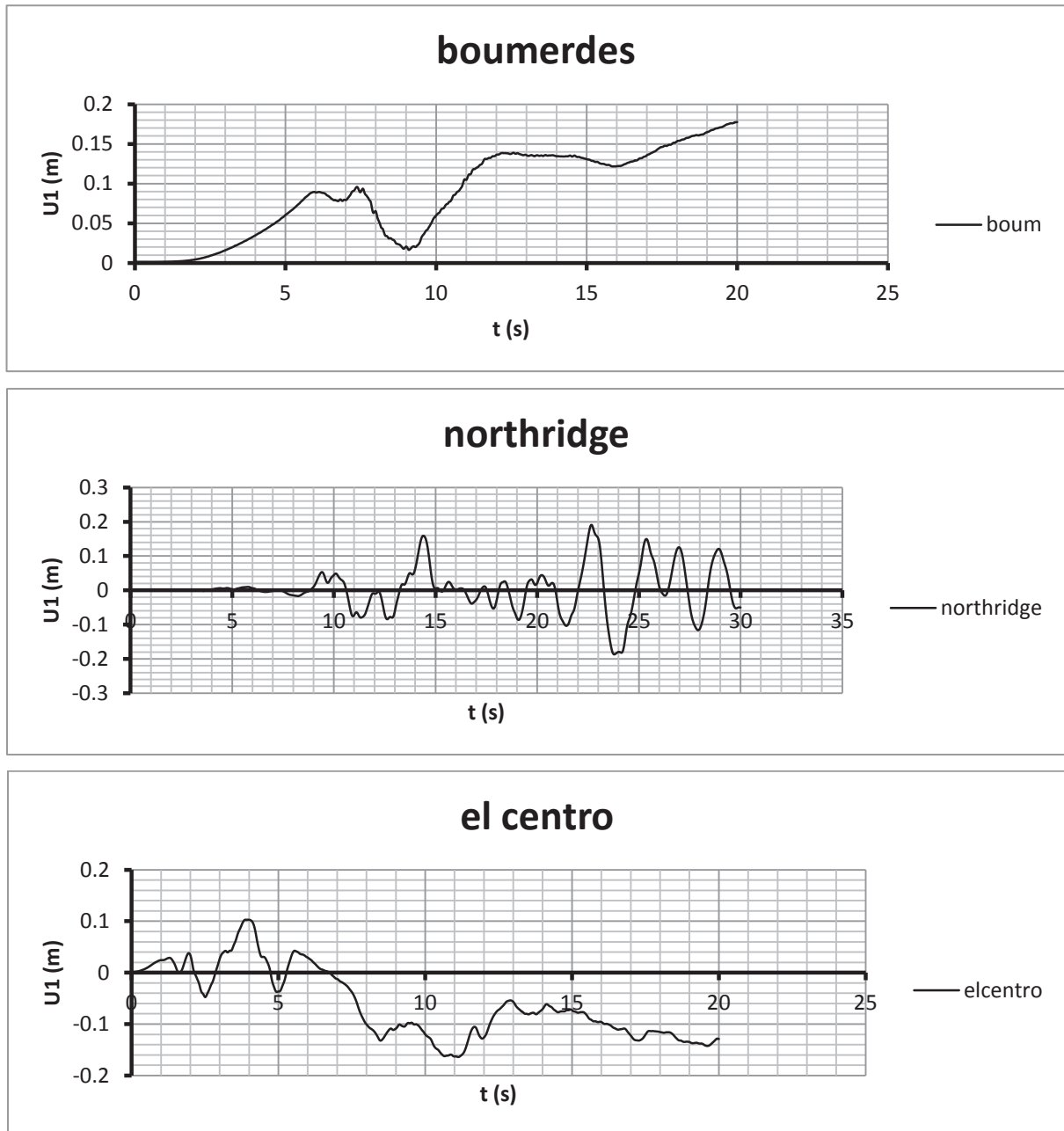


Figure 5.71 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 1 (P11FR)

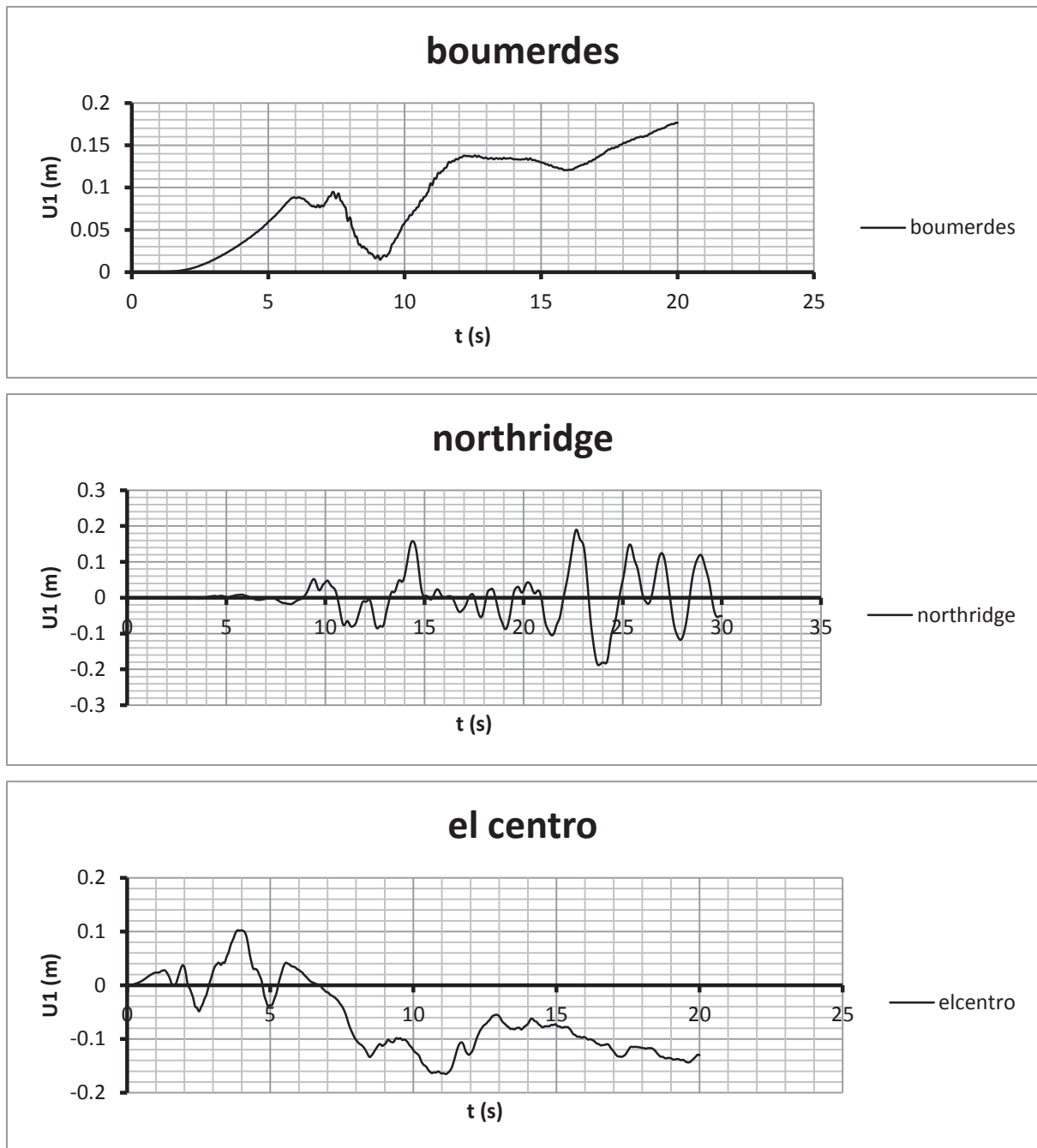


Figure 5.72 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 1 (P12FR)

5.7.2. Pont (2)

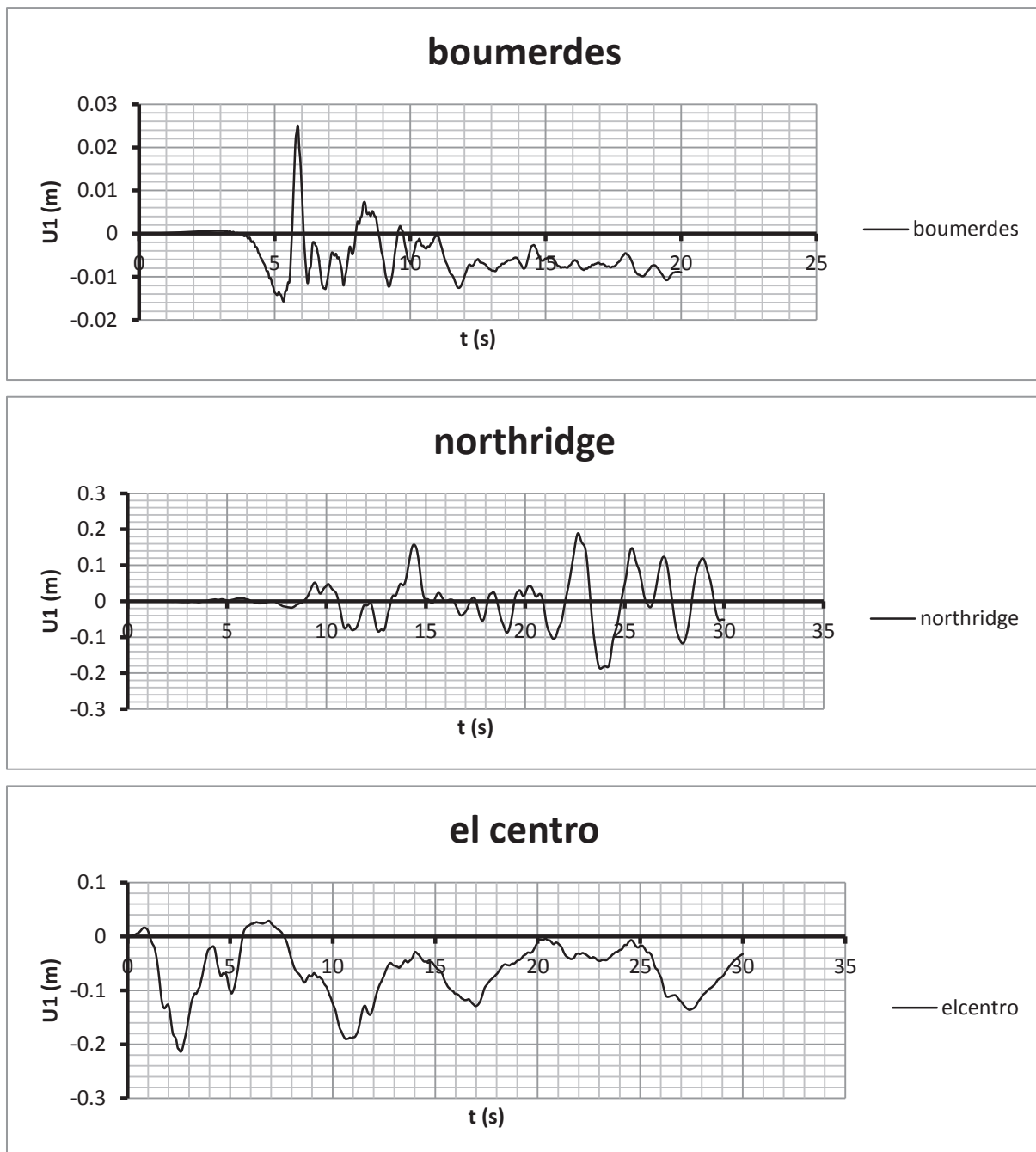


Figure 5.73 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 2 (P21FR)

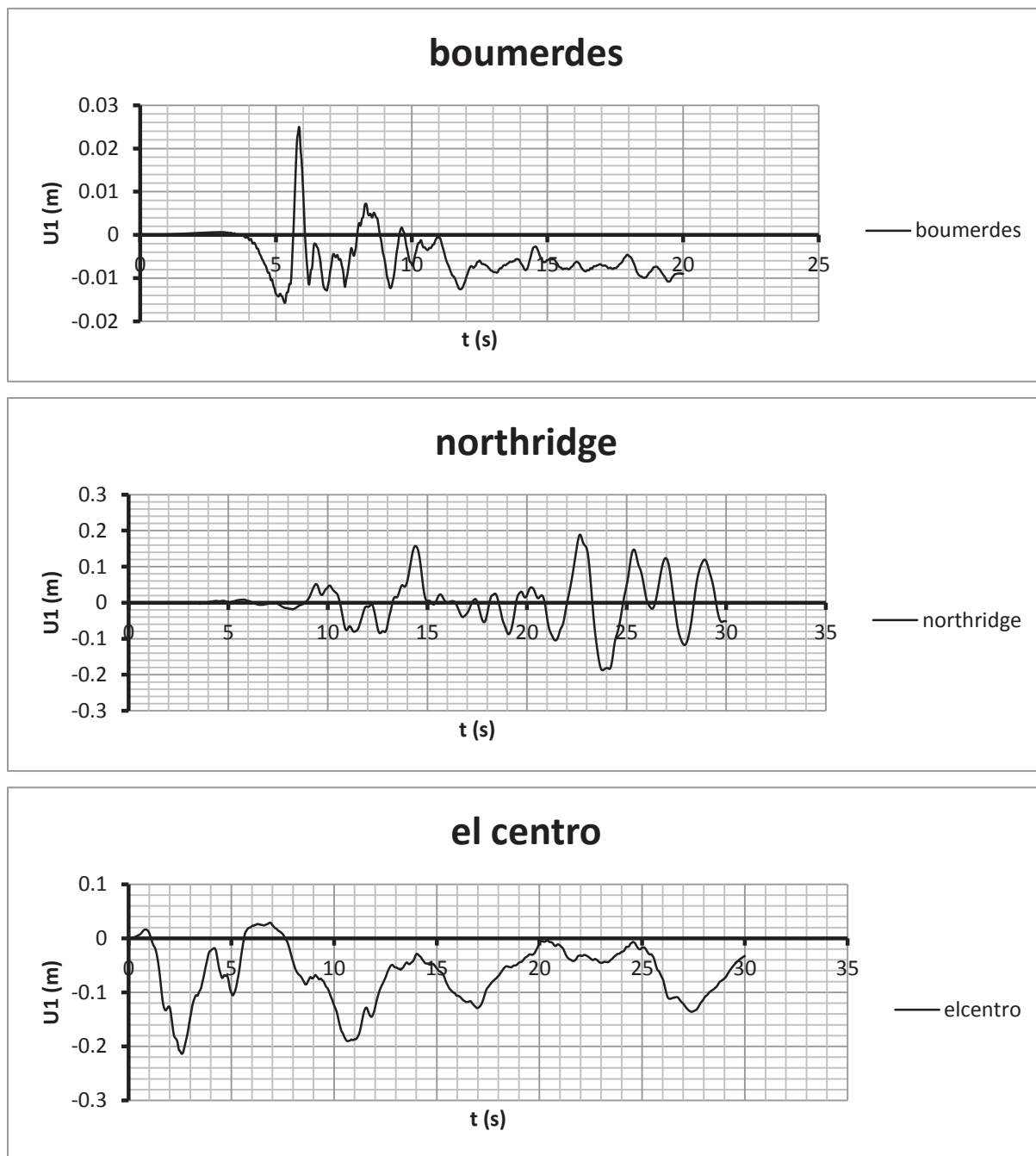


Figure 5.74 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 2 (P22FR)

5.7.3. Pont (3)

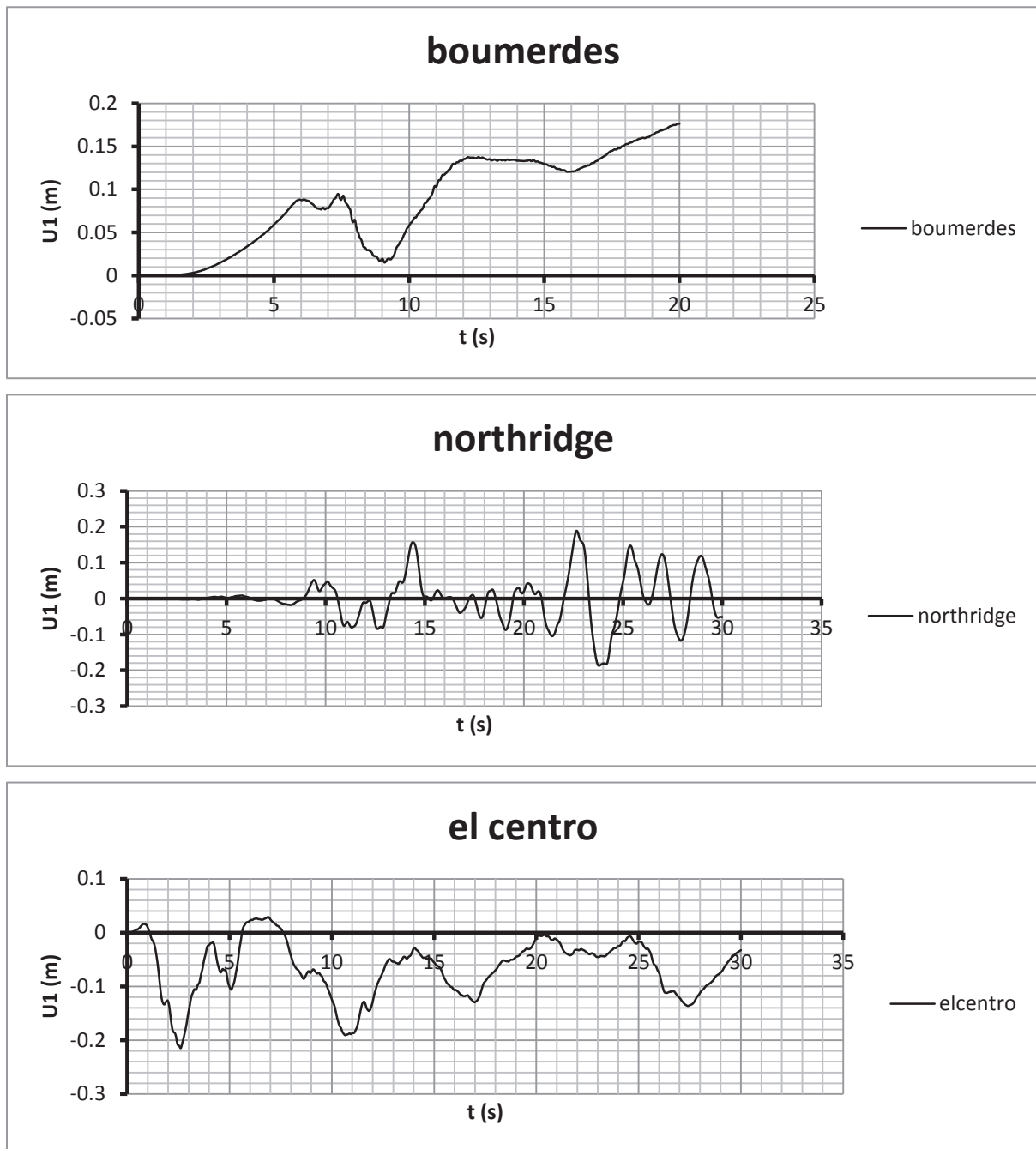


Figure 5.75 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 1 du pont 3 (P31FR)

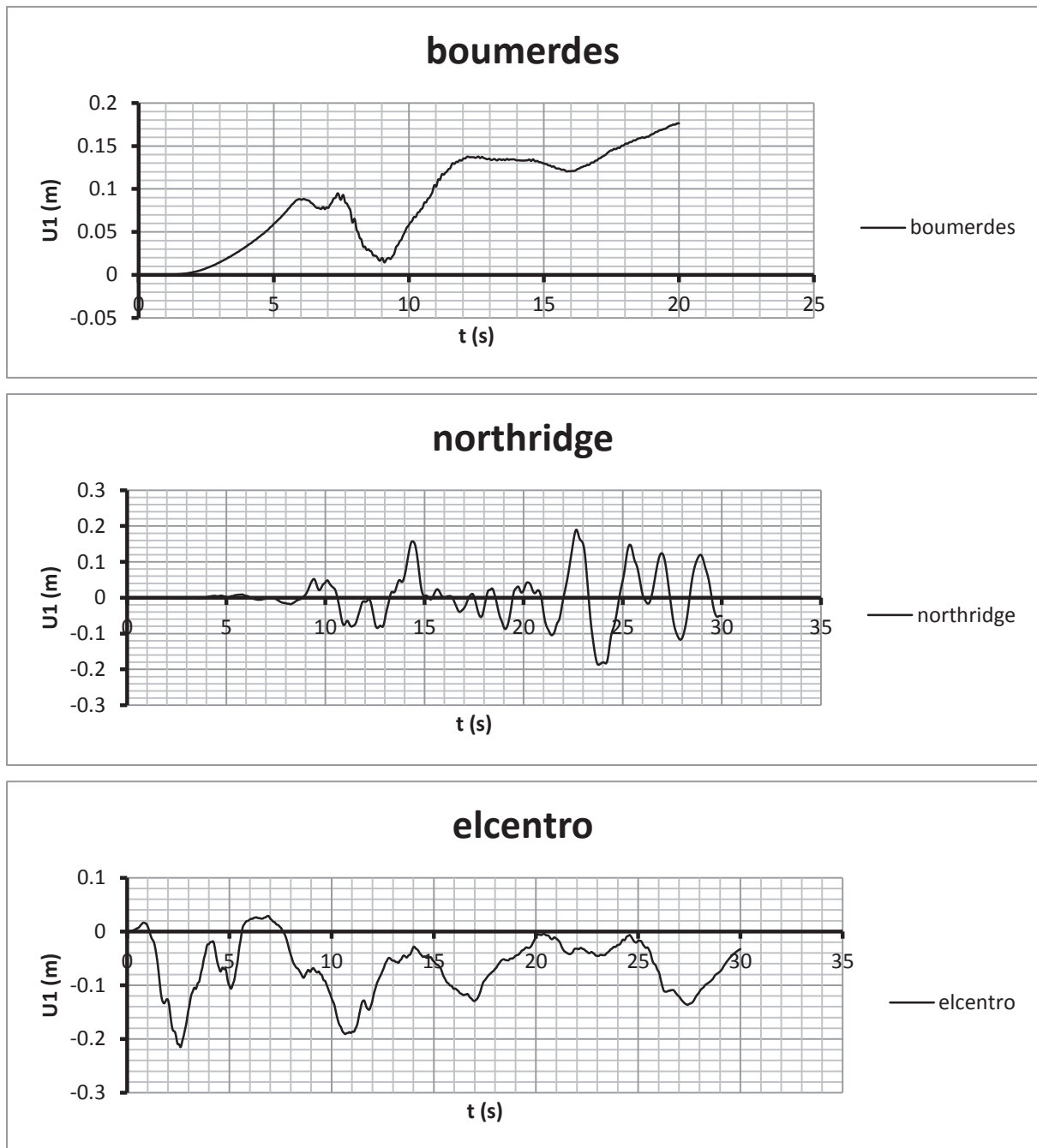


Figure 5.76 : Variation du Déplacement sous différents enregistrements au sommet du fût de rive de la pile 2 du pont 3 (P32FR)

5.7. ANALYSE DE LA DUCTILITE DES FÛTS DE PONTS

Les séismes majeurs sollicitent les ouvrages en dehors du domaine élastique, or celles-ci doivent préserver non seulement une résistance résiduelle appropriée aux actions engendrées, mais une ductilité suffisante pour garantir l'absorption de l'énergie sismique, sans qu'elle puisse subir des endommagements très préjudiciables [39]. Une importance particulière doit donc être accordée à la ductilité en vue d'augmenter la déformation du pont dans le palier de plasticité. La ductilité est la capacité de la structure (élément) à subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance ou de sa rigidité [40].

Or, par définition le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique [39]. Ce facteur est exprimé en fonction des paramètres qui ont une relation avec la déformation, à savoir : le déplacement, la rotation, et la courbure, caractérisant respectivement la ductilité de déplacement global de la structure, la ductilité de rotation ou intermédiaire de l'élément et la ductilité de courbure ou locale de la section. Souvent, dans l'analyse du comportement non linéaire des sections des éléments structurels en béton armé, on utilise la ductilité en courbure, qui est exprimée par le facteur de ductilité en courbure ou local :

$$\mu_c = \frac{\varphi_u}{\varphi_e} > 1$$

Où φ_e est la courbure à la fin de la phase élastique et φ_u est la courbure ultime.

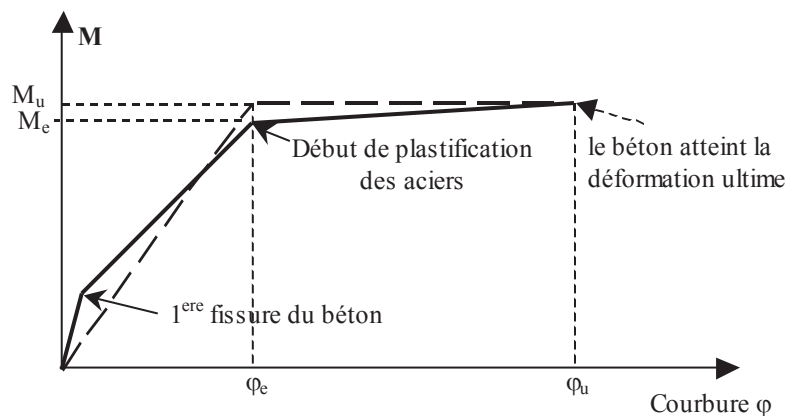


Figure 5.77 : Diagramme moment – courbure des éléments en béton armé (idéalisations bilinéaire et tri-linéaire du diagramme) (M-φ) [41]

Les figures (5.78) à (5.83) montrent la variation des relations Moment-Courbure dans les sections critiques des fûts des ponts considérés dans cette étude. Le tableau 5.5, résume les différentes valeurs considérables pour les courbures à la fin de la phase élastique et ultime, pour les ponts considérés. D'après ce tableau, on remarque que les facteurs de la ductilité en courbure disponible pour les six fûts considérés sont strictement supérieurs à 13, la valeur du facteur de ductilité en courbure minimale préconisée par l'Eurocode 8, comme il a été clarifié dans le chapitre 4. Ce résultat illumine clairement le potentiel de ductilité local que possèdent fûts. Par conséquent, les fûts des ponts considérés sont largement ductiles.

Tableau 5.5 : Différentes valeurs considérables pour les courbures à la fin de la phase élastique et ultime avec un facteur de ductilité correspondant

fût	élastique		ultime		Ductilité en courbure	ductilité réglementaire d'après EC8
	Courbure	Moment	Courbure	Moment		
P11FC	0.003016	1034.0387	0.088	1140	29.17	13
P12FC	0.003016	1034.0387	0.088	1140	29.17	13
P21FC	0.003016	1028.6976	0.079	1160	26.19	13
P22FC	0.003022	997.4451	0.077	1120	25.48	13
P31FC	0.003016	1031.7566	0.088	1140	29.17	13
P32FC	0.003016	763.4729	0.0785	820	26.03	13

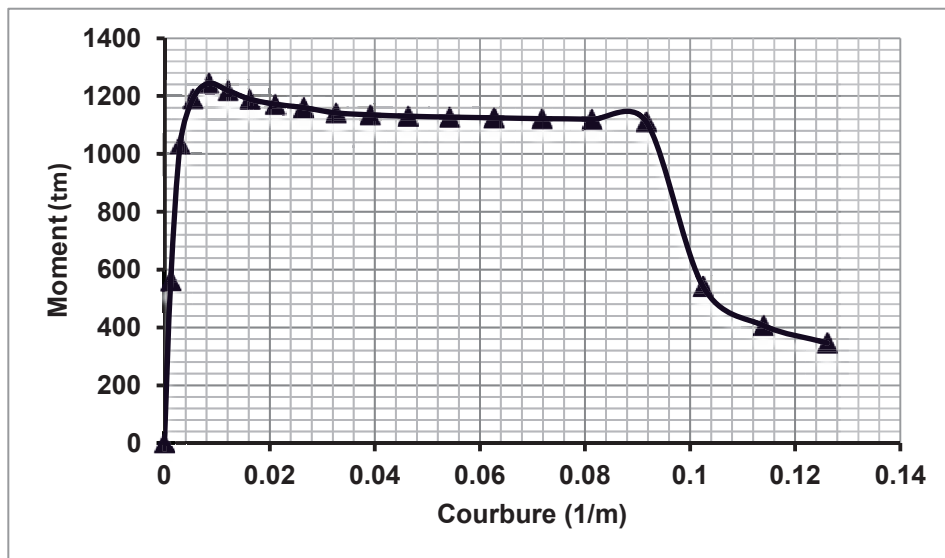


Figure 5.78 : Diagramme du moment courbure Fût 1 (P11FC)

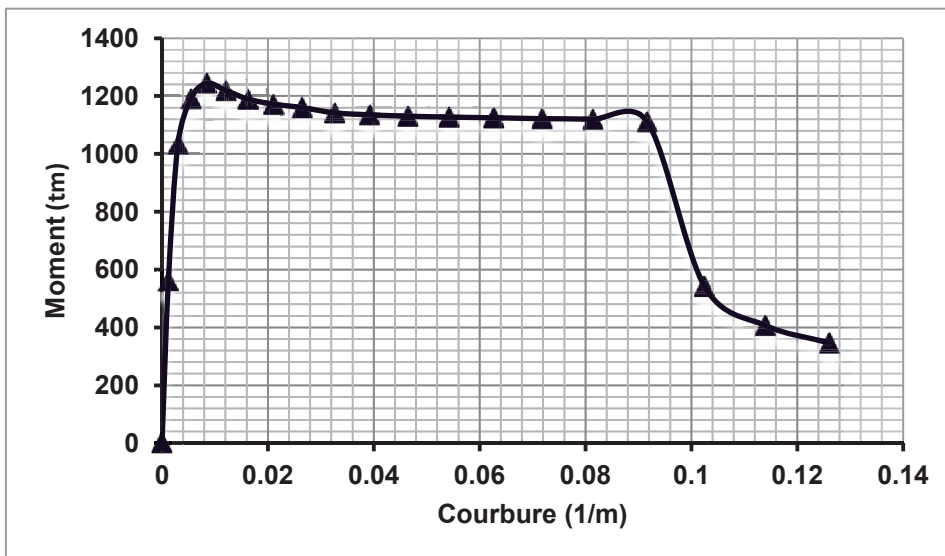


Figure 5.79 : Diagramme du moment courbure Fût 2 (P12FC)

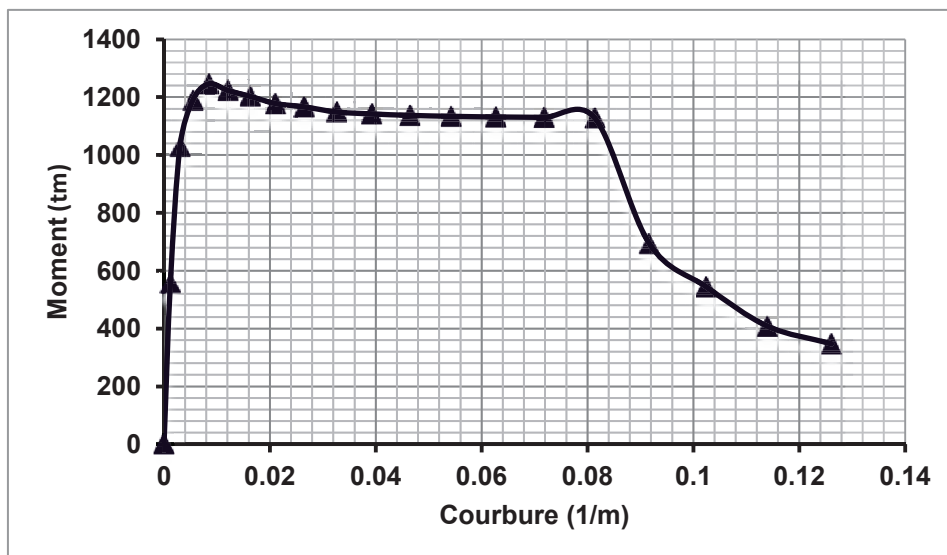


Figure 5.80 : Diagramme du moment courbure Fût 3(P21FC)

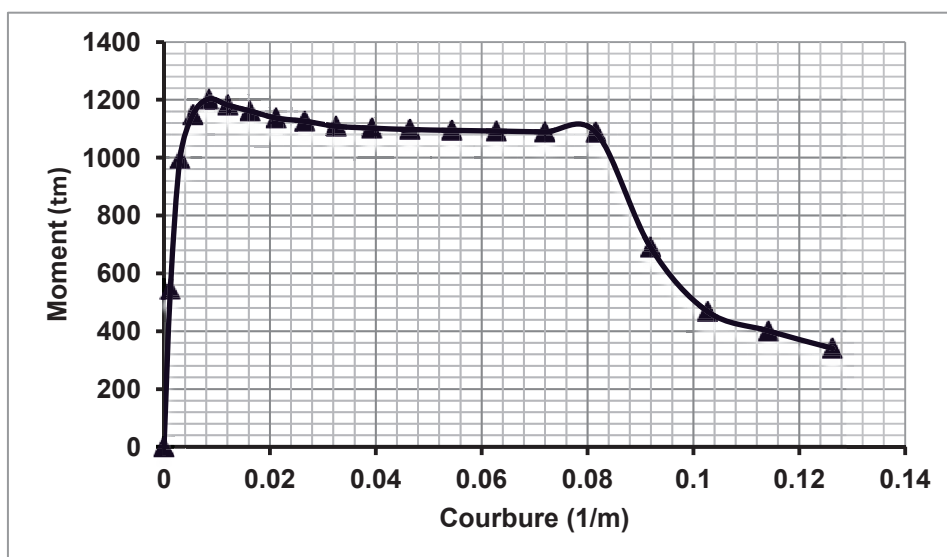


Figure 5.81 : Diagramme du moment courbure Fût 4(P22FC)

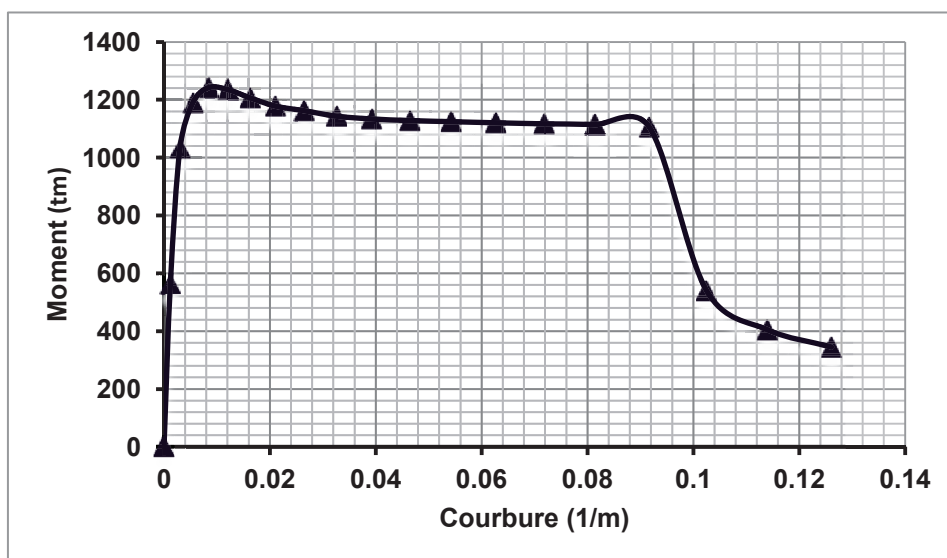


Figure 5.82 : Diagramme du moment courbure Fût 5(P31FC)

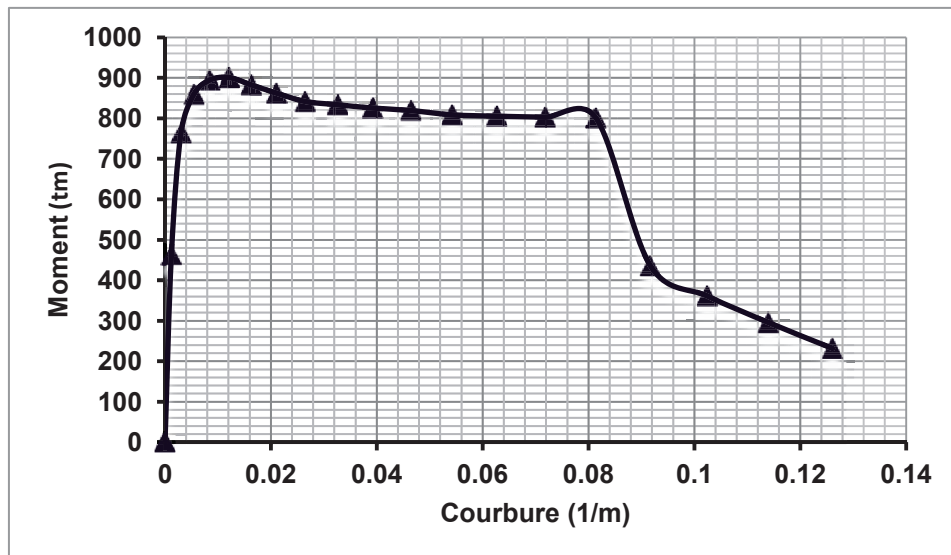


Figure 5.83 : Diagramme du moment courbure Fût 6(P32FC)

5.8. Conclusion

D'après l'étude de la résistance et la ductilité des fûts des ponts de l'autoroute - tronçon CHLEF, on est dans la mesure de dégager les conclusions suivantes :

1. Du point de vue résistance en flexion, les fûts de ponts sélectionnés présentent un bon comportement en flexion sous différents enregistrements sismiques.
2. Concernant le cisaillement, les fûts des trois ponts traités montrent un bon comportement au cisaillement à la base sous les enregistrements sismiques moyens et élevés.
3. Du point de vue capacité portante sous différents enregistrements sismiques, les fûts de ponts étudiés se situent dans un intervalle de sécurité très fiable.
4. Les fûts des ponts considérés sont largement ductiles.

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Dans ce mémoire, on a procédé d'abord à une analyse des pathologies des ponts dans le but de définir, d'une façon explicite, les défaillances ayant affecté les ponts à la suite de plusieurs séismes majeurs dans le monde. Ces défaillances peuvent être résumées dans le sol de fondation et les risques de liquéfaction, et année de construction, la configuration de l'ouvrage, le nombre de joints de dilatation, la régularité du système d'appui et leur vulnérabilité, et le degré d'hyperstaticité de l'ouvrage. Dans cette partie, on a largement axé le travail sur les dommages des fûts contrôlés par :

- la flexion pour les fûts qui n'avaient pas suffisamment de ductilité pour résister à la flexion,
- le flambement local.
- le cisaillement pour les fûts ayant un faible taux d'armatures transversales, ainsi que les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales courtes où insuffisantes.
- l'ancrage de l'armature longitudinale insuffisant ;

Ensuite, après l'exposé de la procédure d'évaluation des efforts résistants dans les fûts des ponts et la méthode d'analyse non linéaire de la réponse dynamique des ponts, ainsi que les critères de la résistance et les ductilités des fûts de ponts en béton armé selon l'euro code 8 et RPOA-08, on a procédé à l'étude de la résistance et la ductilité des fûts des ponts de l'autoroute - tronçon CHLEF. L'analyse et la discussion des résultats obtenus nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

1. De point de vue résistance en flexion, les fûts des trois ponts sélectionnés présentent un bon comportement en flexion sous différents enregistrements sismiques misent en évidences.
2. Concernant le cisaillement, les fûts des trois ponts traités ont un bon comportement au cisaillement à la base sous différents enregistrements sismiques moyens et élevés.
3. De point de vue capacité portante sous différents enregistrements sismiques, les fûts étudiés se situent dans un intervalle de sécurité très fiable.
4. Les fûts des ponts considérés préservent une ductilité locale très adéquate.

Malgré que cette initiation à la recherche dans le domaine du génie parasismique des ouvrages d'arts possède un caractère analytique, d'autres études approfondies restent à réaliser afin de confirmer les conclusions de cette étude. Néanmoins, plusieurs recommandations peuvent être également soulignées, dont:

- les essais nécessaires à la prospection des désordres s'avère obligatoires dans l'avenir ;
- les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages existants au séisme devraient être bien maîtrisées afin de mieux contrôler les désordres qui apparaissent dans la vie du pont ;
- Les instruments nécessaires pour le suivi de l'évolution des désordres des ouvrages d'arts, et l'analyse des résultats de ces mesures doivent être fournis ;
- Une méthodologie structurée claire à suivre pour l'analyse des résultats des différentes prospections.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] W.F. Chen, L. Duan, Bridge Engineering - Seismic Design, CRC PRESS Boca Raton London New York Washington, D.C., 2003, 453p
- [2] Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts, ENV 1998-2, Indice de classement : P 06-032, Décembre 2000, 101p.
- [3] RPOA 2008. Règles parasismiques applicables au Domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008. Ministères des travaux publics, fait à Alger, le 27 juin 2009, 161p.
- [4] Zelinski, R., Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, 1994.
- [5] THE JANUARY 17, 1995 KOBE EARTHQUAKE An EQE Summary Report April 1995, 106p. (www.absconsulting.com/...Reports/Kobe,%20Japa...)
- [6] Ousalem H., Principes généraux de conception et de calcul des ponts en zone sismique, Journée d'études, Risque sismique et ouvrages de travaux publics, Alger, 1997.
- [7] BELATTAF, Impacts socioéconomiques et environnementaux de l'autoroute Est-Ouest en Algérie, 3^{ème} Journées du développement du GRES - Université Montesquieu - Bordeaux IV, 10-12 Juin 200
- [8] Zelinski, R., Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, 1994.
- [9] Chung, R. et al., The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, *NIST Special Publication 901*, National Institute of Standards and Technology, July 1996, 544 pp.
- [10] Kazuhiko Kawashima, seismic design, response modification, and retrofit of bridges, Department of Civil Engineering Tokyo Institute of Technology Meguro, Tokyo, Japan (<http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2828.pdf>)
- [11] Earthquake Engineering Research Institute EERI, Northridge earthquake reconnaissance report, *Earthquake Spectra*, Special Suppl. to Vol. 11, April 1995, 523pp.
- [12] Seismic Design of Urban Infrastructures Seismic Damage of Bridges in Past Earthquakes Kazuhiko Kawashima Tokyo Institute of Technology ([http://seismic.cv.titech.ac.jp/common/PDF/lecture/seismic_design/2011/02%20Past%20Seismic%20Damage%20\(1\)\(4_15\).pdf](http://seismic.cv.titech.ac.jp/common/PDF/lecture/seismic_design/2011/02%20Past%20Seismic%20Damage%20(1)(4_15).pdf))
- [13] Earthquake Engineering Research Institute EERI, Costa Rica earthquake reconnaissance report, *Earthquake Spectra*, Special Suppl. to Vol. 7, Oct. 1991, 127pp.
- [14] Iwasaki, T., Penzien, J., and Clough, R. Literature Survey-Seismic Effects on Highway Bridges, Earthquake Engineering Research Report No. 72-11, University of California, Berkeley, November 1972, 397 pp.
- [15] Jennings, P. C., Ed., Engineering Features of the San Fernando Earthquake of February 9, 1971, Report ERL 71 02, California Institute of Technology, June 1971.
- [16] Saiidi, M., Maragakis, E., and Feng, S., Field performance and design issues for bridge hinge restrainers, *Proceedings, Fifth U.S. National Conference on Earthquake*

- Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, Vol. I, 1994, 439–448pp.
- [17] Earthquake Engineering Research Center EERC, Seismological and Engineering Aspects of the 1995 Hyogo ken-Nanbu Earthquake, Report No. UCB/EERC-95/10, Nov. 1995, 250 pp
- [18] Kawashima, K. and Unjoh, S., The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design, *J. Earthquake Eng.*, 1(3), 505–541pp, 1997.
- [19] Earthquake Engineering Research Institute EERI, The Whittier Narrows earthquake of October 1, 1987, *Earthquake Spectra*, 4(2), May 1988, 409 pp.
- [20] Hoshikuma, J. et al., Stress–strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *J. Struct. Eng. ASCE*, 123(5), 624, 1997.
- [21] Hognestad, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No. 399, Urbana, IL, Nov. 1951.
- [22] CBA-93, 1994. *Code de béton algérien 1993*. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.
- [23] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., Theoretical stress–strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng. ASCE*, 114(8), 1804, 1988.
- [24] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., Observed stress–strain behavior of confined concrete, *J. Struct. Eng. ASCE*, 114(8), 1827, 1988.
- [25] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [26] Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., and Seible, F., Flexural Retrofit of Circular Reinforced Bridge Columns by Steel Jacketing, Report No. SSRP-91/05, University of California, San Diego, 1990.
- [27] Holzer, S. M. et al., SINDER, A Computer Code for General Analysis of Two Dimensional Reinforced Concrete Structures, AFWL-TR-74-228 Vol. 1, Air Force Weapons Laboratory, Kirtland AFB, NM, 1975.
- [28] Règles BAEL 91, révisées 99 (DTU P18-702). Béton Armée Aux Etats Limites. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages
- [29] Davalth, S. R. and Madugula M. K. (1988) “Analysis/design of reinforced concrete circular cross sections”, ACI J.
- [30] Design criteria based on American Concrete Institute (ACI), code 318-83, Building Code Requirements for Reinforced Concrete,
- [31] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. ”Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.114, No. 8, p. 1827-1849, August 1988.
- [32] Samra R. M., Deeb, N. A. and Madi, U. R., “Transverse steel content in spiral concrete columns subject to eccentric loading”, *ACI j.* v93, No. 4, August 1996.

- [33] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., Seismic Design of Bridge Piers, Research Report No. 84-2, University of Canterbury, New Zealand, 1984.
- [34] Powell, G. H., Concepts and Principles for the Applications of Nonlinear Structural Analysis in Bridge Design, Report No. UCB/SEMM-97/08, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1997.
- [35] Chen, W. F. and Lui, E. M., *Structural Stability: Theory and Implementation*, Elsevier, New York, 1987.
- [36] Goto, Y. and Chen, W. F., Second-order elastic analysis for frame design, J. Struct. Eng. ASCE, 113(7), 1501, 1987.
- [37] AFPS, 2003, Rapport préliminaire de la mission AFPS : le séisme du 21 mai 2003 en Algérie, 92p.
- [38] (<http://e-cours.univ-paris1.fr/modules/uved/risques-naturels/html/2/21/211/2111.html>)
- [39] Park R., 1989. Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No 3, pp. 155-165.
- [40] Bertero, V.V., 1988. *State of the art report –Ductility based structural design*. Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng., Tokyo, Vol. 3, pp. 673–686.
- [41] Park, R., Paulay, T., 1975. *Ultimate Deformation and Ductility of Members with Flexure(in Reinforced Concrete Structures)*. John Wiley & Sons Editions, pp.195-268.